

UB Braunschweig 84

3499-537-2



o. PROF. DR.-ING. DR.-ING. E. h. KARL KORDINA  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Lehrstuhl für Massivbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
BRAUNSCHWEIG

Versuche zum Durchstanzen ohne Verbund  
vorgespannter Flachdecken

A b s c h l u ß b e r i c h t

vorgelegt von

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina  
und  
Dr.-Ing. D. Nölting

Braunschweig, im September 1984

Gefördert mit Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen  
(Az.: 2091 - BV 4 e - 16/82)

Postsendungen:  
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52  
Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d  
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher:  
391 5411  
Ortskennzahl 0531  
Kommt keine Verbindung zustande  
bitte 391 5431 wählen

Besuchszeiten:  
Montag bis Freitag 9 - 16 Uhr



## I n h a l t

	Seite
1 Einleitung . . . . .	1
2 Versuchsprogramm . . . . .	3
3 Versuchskörper . . . . .	5
3.1 Prototyp . . . . .	5
3.2 Grundsätzliche Überlegungen . . . . .	8
3.3 Versuchskörperausbildung . . . . .	12
3.4 Versuchskörperherstellung . . . . .	16
3.5 Vorspannen . . . . .	16
4 Belastungseinrichtung . . . . .	18
5 Meßeinrichtung . . . . .	20
5.1 Meßstellen (Belastung - Abspannungen - Formänderungen - Spannglied- kräfte - Betonstahldehnungen - Betondehnungen an der Bau- teiloberfläche - Betondehnungen im Bauteilinneren) . . . . .	20
5.2 Datenaufnahme und -verarbeitung . . . . .	21
6 Versuchsdurchführung . . . . .	22
7 Versuchsergebnisse . . . . .	23
7.1 Rißentwicklung, Bruchbild . . . . .	23
7.2 Meßergebnisse . . . . .	28
7.2.1 Darstellung der Meßergebnisse . . . . .	28
7.2.2 Abspannungen . . . . .	29
7.2.3 Formänderungen der Platte . . . . .	30
7.2.4 Spanngliedkräfte . . . . .	33
7.2.5 Betonstahldehnungen . . . . .	34
7.2.6 Betondehnungen . . . . .	36
8 Auswertung . . . . .	39
8.1 Allgemeines . . . . .	39

8.2 Tragverhalten, Bruchmechanismus . . . . .	39
8.2.1 Beanspruchungen am Stützenanschluß vor dem Bruch . .	39
8.2.2 Bruchvorgang . . . . .	42
8.3 Bruchlastberechnung . . . . .	42
8.3.1 Einfluß der Vorspannung auf die Tragfähigkeit . . . .	42
8.3.2 Berechnungsverfahren, Versuchsnachrechnungen . . . .	47
8.4 Auswertung der Versuchsergebnisse einzelner Versuche . . .	50
8.4.1 V1 bis V6 ( $\mu_s$ , $\sigma_{bv,N}$ und $Q_{bv}$ variiert) . . . . .	50
8.4.2 V4 (ohne Betonstahlbewehrung) . . . . .	52
8.4.3 V7 (Randlasteinleitung variiert) . . . . .	53
8.4.4 V8 (Schwellbelastung) . . . . .	56
9 Zusammenfassung . . . . .	58
Literatur . . . . .	59

Anhang:

Versuchsdaten . . . . .	Tabelle A1
Versuchskörper, Meßeinrichtung . . . . .	Bild A 1 bis A 6
Riß- und Bruchbilder . . . . .	Bild A 7 bis A12
Last-Meßergebnis-Diagramme . . . . .	Bild A13 bis A26
Meßergebnisse entlang einzelner Meßlinien. . . . .	Bild A27 bis A36

## Bezeichnungen

Indizes:	... x	in x-Richtung (Spannstahl oben liegend Betonstahl innen liegend)
	... y	in y-Richtung (Spannstahl unten liegend Betonstahl außen liegend)
	... m	Mittelwert
	... b	des Betons
	... s	des Betonstahls
	... z	des Spannstahls
	... g	infolge Eigengewicht
	... p	infolge Verkehrslast
	... v	infolge Vorspannung
$A_z$	Querschnittsfläche eines Spanngliedes	
$F$	Gesamtbelastung des Versuchskörpers (Krafteinleitung als Stützenkraft)	
zul $F$	zulässige Belastung	
$F_u$	Bruchlast	
zul $F_o, F_{uo}$	Vergleichswerte für eine nicht vorgespannte Platte	
$F_z$	Spannkraft eines Spanngliedes	
$N_{st}$	Stützenkraft	
$Q_r$	rechnerisch im maßgebenden Schnitt um die Stütze anzusetzende Querkraft	
$Q_{bv}$	Querkraft aus Vorspannung	
$Z_s$	Spannkraft des Stützstreifens	
$a_s, a_z$	Stahlquerschnitt pro Längeneinheit	
$b_F, b_s$	Breite des Feld- bzw. des Stützstreifens	
$c$	Federsteifigkeit der Randauflagerung	
$d$	Plattendicke	
$d_{st}$	Stützendurchmesser	
$h$	statische Nutzhöhe der Platte	
$l$	Stützweite einer Flachdecke	
$l_o$	Durchmesser der Randlasteinleitung eines Flachdeckenausschnittes	
$m, n, q$	Plattenschnittgrößen Biegemoment, Normalkraft und Querkraft	

$u$  Umlenkkraft aus Vorspannung  
 $w$  Plattendurchbiegung  
 $z_F$  Spannkraft pro Längeneinheit im Feldstreifen

$\beta_C$  Zylinderdruckfestigkeit des Betons  
( $\beta_C = 0,80 \cdot \beta_{W150}$  bzw.  $= 0,85 \cdot \beta_{W200}$ )

$\beta_W$  Würfeldruckfestigkeit des Betons

$\beta_S$  Stahlstreckgrenze

$\varphi_Z$  Neigungswinkel eines Spanngliedes

$\epsilon$  Dehnung

$\kappa$  Krümmung

$\mu$  Bewehrungsprozentsatz

$$\mu_s = 100 \cdot a_s / h$$

$$\mu_z = 100 \cdot a_z / d$$

$\mu_{vj}$  = ideeller Bewehrungsgrad zur Berücksichtigung der  
Wirkung von  $\sigma_{bv,N}$

$\sigma_{bv,N}$  zentrische Pressung aus Vorspannung

$\sigma_z$  Spannstahlspannung

$\sigma_{z0}$  Spannstahlspannung  $\sigma_z$  im unbelasteten Zustand

$\tau_r$  Schubspannung infolge  $Q_r$

## 1. Einleitung

Mit der Einführung der Vornorm DIN 4227 Teil 6 (1982) /1/ wurden bauaufsichtlich die Voraussetzungen zur Verbreitung der im Ausland bereits seit langem praktizierten, bei uns jedoch bisher kaum eingesetzten Bauweise "Vorspannung ohne Verbund" geschaffen.

Ein Hauptanwendungsgebiet der Bauweise sind punktförmig gestützte Platten (Flach- und Pilzdecken). Die Vornorm bietet in ihrem Anhang für diese Deckenarten vereinfachende Berechnungsmethoden an. Erläuterungen zur Vornorm mit einem Berechnungsbeispiel sind aus /3/ zu entnehmen. Über die ersten Bauausführungen wird in /4/ berichtet.

In konstruktiver Hinsicht bietet die neue Bauweise Vorteile durch vergleichsweise große Spannweiten bei gleichzeitig geringen Konstruktionshöhen. Dieser Vorteil kann aber nur zur Geltung gelangen, wenn auch der Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen die angestrebten Bauteilabmessungen zuläßt.

Der derzeitige Kenntnisstand zur Frage des Durchstanzens von Stahl- und Spannbetonplatten wird in /5/ beschrieben; dort werden auch die derzeit gebräuchlichen Bemessungsverfahren auf theoretischem Wege und durch Versuchsnachrechnungen überprüft und Verbesserungsvorschläge für DIN 1045 /2/ und DIN 4227 unterbreitet.

Die im vorliegenden Bericht beschriebenen Versuche über das Durchstanzen ohne Verbund vorgespannter Flachdecken waren für den genannten Bericht zur Beurteilung der geltenden DIN 4227 und zur Absicherung geeignet erscheinender Änderungsvorschläge erforderlich. Die zahlreichen, ausschließlich ausländischen Berichte über ähnliche Versuche reichten hierzu nicht aus, da sie sich größtenteils mit Sonderproblemen befaßten (Hubdecken, Leichtbeton, Aussparungen in Stützennähe etc.), hinsichtlich Spannverfahren und Spanngliedordnung nicht den DIN-Vorgaben entsprachen und die interessierenden Parameter nicht ausreichend variierten.



Der vorliegende Bericht dient vorzugsweise der Beschreibung der Versuchsabläufe und der Darstellung und Auswertung der Meßergebnisse. Die wichtigsten Ergebnisse sind in Abschnitt 8 zusammengefaßt; weiterführende Auswertungen im Hinblick auf Änderungsmöglichkeiten der gegenwärtig gültigen Bemessungsvorschriften sind in /5/ zu finden.

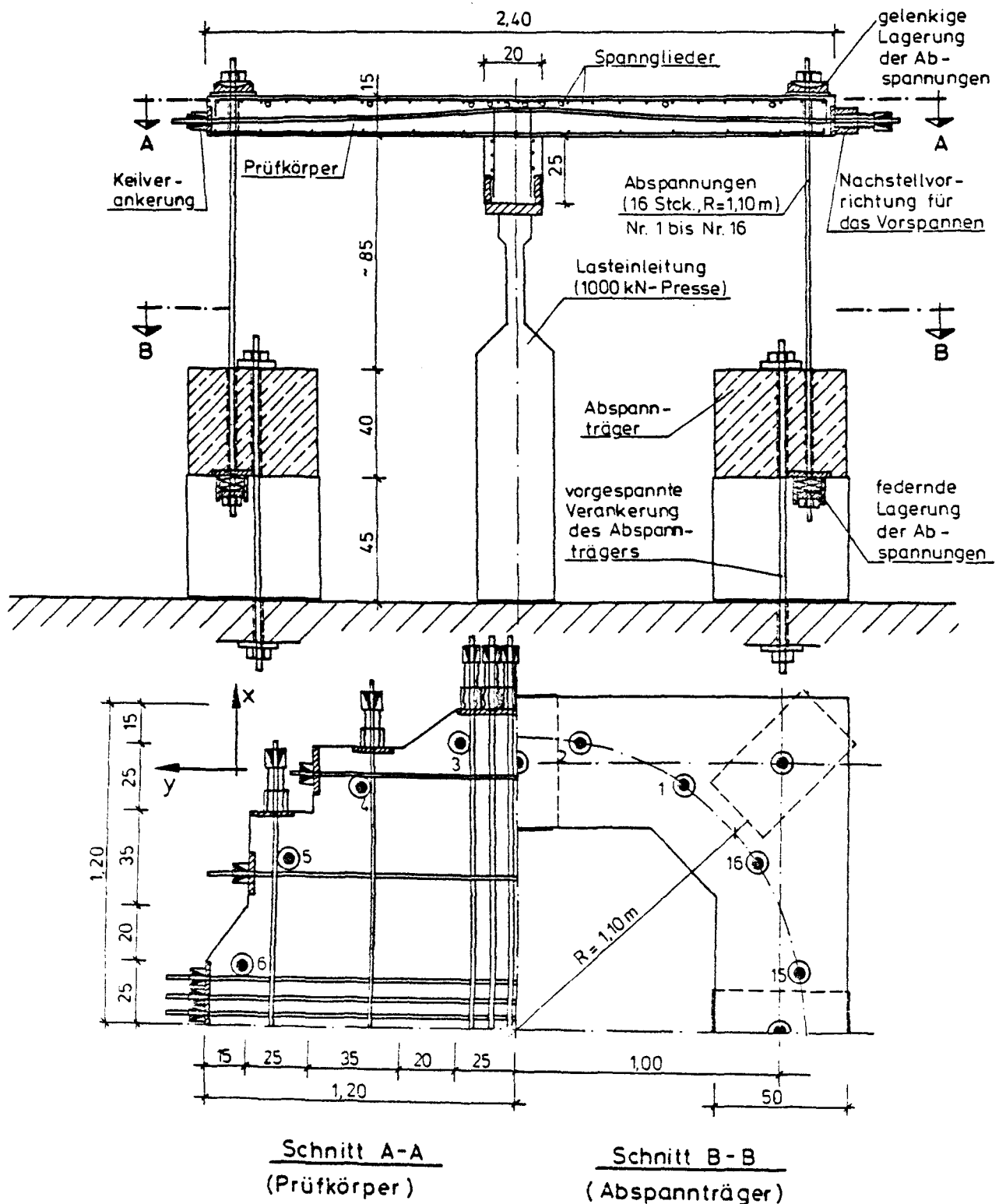


Bild 1: Versuchsaufbau

## 2. Versuchsprogramm

Es wurden 8 im Verhältnis 1:1,5 verkleinerte Flachdecken-ausschnitte geprüft. Bild 1 und Tabelle 1 vermitteln einen Überblick über das Versuchsprogramm:

Serie	Versuch	Betonstahl $\mu_{sm}$ [%]	Vorsp. (Ziel) $\sigma_{bv,N}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bemerkungen
I	V1	0,62	1,77	- gekrümmte Spanngliedführung - gleichmäßige Randfederung - stetige Laststeigerung
	V2	0,90		
	V3	0,62	3,15	
	V4	-		
	V5	0,90	-	
II	V6	0,62	1,77	Wie V1, jedoch gerade Spanngliedführung (zentrische Vorspannung)
	V7			Wie V1, jedoch steifere Randfederung in den Hauptachsen
	V8			Wie V1, jedoch Schwellbelastung im Gebrauchslastbereich

Tabelle 1: Versuchsprogramm

In Serie I wurden in 5 Versuchen ausschließlich der Betonstahl- und der Spannstahlquerschnitt variiert. Bei gleicher Bewehrungsanordnung wurden Betonstähle BSt 420/500 vom Durchmesser 10 mm Durchmesser und 12 mm und Spanndrahtlitzen St 1570/1770 vom Nenndurchmesser 3/8" und 1/2" verwendet. In je einem Versuch wurde gänzlich auf Betonstahl bzw. Spannstahl verzichtet. Die Bewehrungsgrade  $\mu_{sm}$  (Mittelwert der beiden Bewehrungsrichtungen) und die angestrebten Zielwerte für die zentrische Pressung aus Vorspannung  $\sigma_{bv,N}$  sind in Tabelle 1 angegeben.

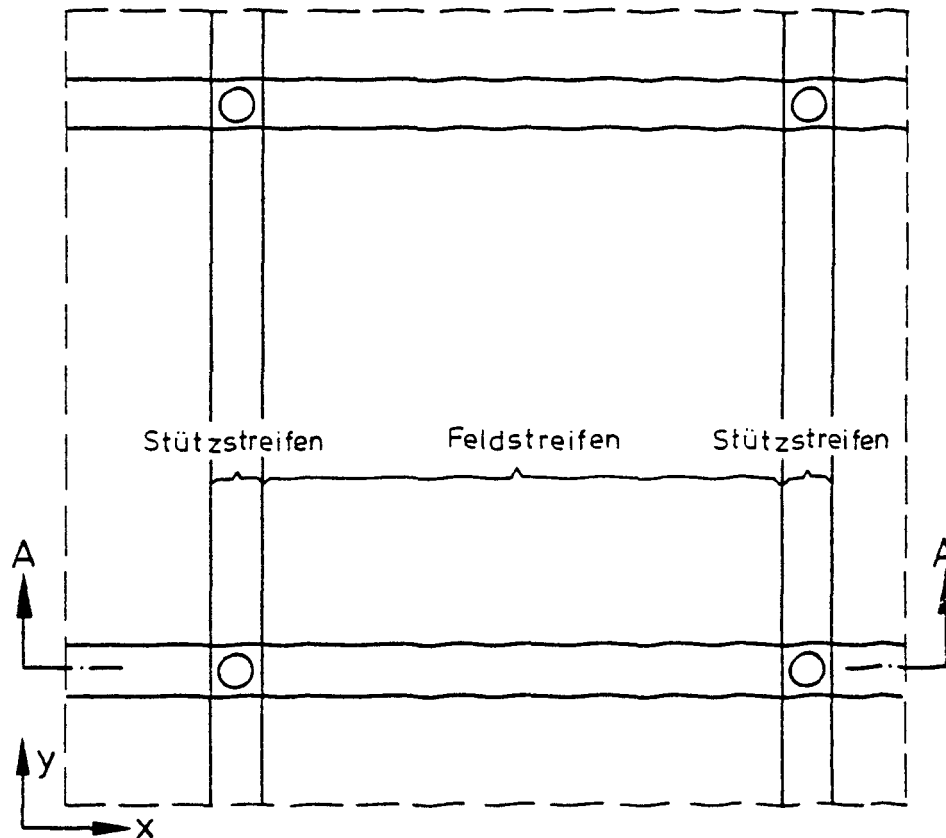
In Serie II wurde - ausgehend vom Grundversuch V1 - auf drei Sonderprobleme eingegangen:

- Im Versuch V6 wurde der Einfluß einer vertikalen Umlenkung der Spannglieder untersucht, indem - anders als in den anderen Versuchen - alle Spannglieder gerade in der Plattenmittelfläche geführt wurden.
- Im Versuch V7 wurden die Federungen an den Verankerungen der 16 Randabspannungen verändert. Statt umlaufend gleich starker Federungen wie in allen anderen Versuchen wurden im Versuch V7 die Federn in den  $45^{\circ}$ -Diagonalen der Bewehrungsrichtungen verdoppelt. Dadurch wurden in den 0- bzw.  $90^{\circ}$ -Hauptachsen erhöhte Randlasteintragungen erzwungen (Näheres s. Abschnitt 4 und 8.4.3).
- Im Versuch V8 wurde der Einfluß von Schwellbelastungen im Gebrauchslastbereich geprüft (Näheres s. Abschnitt 6 und 8.4.4).

### 3. Versuchskörper

#### 3.1 Prototyp

Der Versuchskörper des Grundversuches V1 stellt im Prinzip den Stützenbereich einer Flachdecke dar, deren Innenbereich in Bild 2 skizziert ist und deren wichtigste Daten und Bemessungsergebnisse nachfolgend angegeben sind.



#### Schnitt A-A (überhöht gezeichnet)

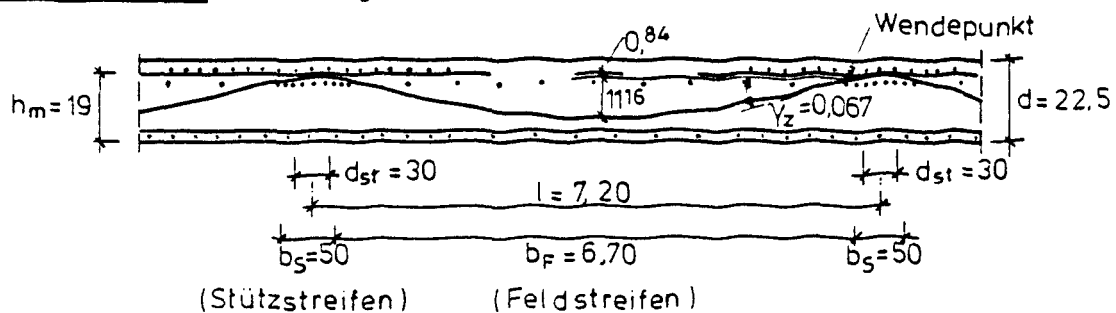


Bild 2: Innenbereich der Prototyp-Flachdecke

Die Spanngliedanordnung entspricht dem Vorschlag in Anhang A von DIN 4227 Teil 6. Knapp über 50 % der Spannglieder verlaufen in einem Stützstreifen der Breite  $b_S \approx d_{st} + h$ , der Rest in den Feldstreifen. Die Anordnung und Führung der Spannglieder ist so gewählt, daß die Summe der Umlenkkräfte aller Spannglieder ausschließlich innerhalb eines gedachten Durchstanzkegels über der Stütze nach unten und im gesamten restlichen Deckenbereich mit konstantem Betrag nach oben gerichtet ist.

Die in Bild 2 definierten x- und y-Richtungen werden im folgenden durchgehend beibehalten:

x-Richtung:       Spannstahl obenliegend  
                  Betonstahl innenliegend

y-Richtung:       Spannstahl untenliegend  
                  Betonstahl außenliegend

Die folgenden Daten beschreiben die Decke:

Baustoffe:        Beton B 25  
                  Betonstahl BSt 420/500  
                  Spannstahl St 1570/1770

Belastung:         $g + \Delta g = 7,0 \text{ kN/m}^2$   
                   $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Vorspannung:     Spanngliedführung in quadratischen Parabeln  
                  über 0,50 m (Stütze, Stichhöhe 0,84 cm) bzw.  
                  über 6,70 m (Feld, Stichhöhe 11,16 cm).

$$\begin{aligned} u_F &= -(g + \Delta g + 0,25 \cdot p) && \text{(gewählt)} \\ &= -8,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$z_{xF} = z_{yF} = 1/2 \cdot 8,25 \cdot 6,70^2 / 8 \cdot 0,112 = 206 \text{ kN/m}$$

$$z_{xS} = z_{yS} = 206 \cdot 7,20 = 1483 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bv,N} = (206 \cdot 6,70 + 1483) / 7,20 \cdot 0,225 = 1,77 \text{ N/mm}^2$$

Betonstahl: Gurtstreifen: Stütze oben  $a_s = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\cong \mu = 0,615 \%$ )  
 ( $b_G = 0,4 \cdot \ell$ ) Stütze unten  $a'_s = 3,8 \text{ "}$  ( $\cong \mu' = 0,200 \%$ )  
 Feld unten  $a_s = 2,5 \text{ "}$

Feldstreifen: Stütze oben  $a_s = 1,2 \text{ "}$   
 Feld unten  $a_s = 1,2 \text{ "}$

Die angegebenen Daten über Vorspannung und Betonstahlbewehrung resultieren aus einer vollständigen Deckenberechnung nach DIN 4227, Teil 6 ohne Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen; dieser ist nach DIN 4227, Teil 1, Abschn. 12.9 bzw. DIN 1045, Abschn. 22.5 durchzuführen:

$$Q_{g+\Delta g+p} = (7,0 + 1,184^2 \cdot 5,0) \cdot 7,20^2 = 726 \text{ kN}$$

$$Q_{bv} = 4 \cdot Z_G \cdot \tan \delta_{zm} = 4 \cdot 1483 \cdot (\sim 0,8 \cdot 0,067) = 318 \text{ kN}$$

$$\mu_g = 100 \cdot \sigma_{bv,N}/\beta_s + \mu_s = 100 \cdot 1,77/420 + 0,62 = 1,04 \%$$

$$\text{zul}\tau_r = 1,3 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{1,04} \cdot 0,60 = 1,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{zul}Q_r = 1,03 \cdot (0,30 + 0,19) \cdot \pi \cdot 0,19 = 0,30 \text{ MN} = 300 \text{ kN}$$

$$\text{vorh}Q_r = (a) \text{ Nach derzeitiger DIN 4227:} \\ 726 - 318 = 408 \text{ kN} > 300 \text{ kN}$$

(b) Nach Änderungsvorschlag des Unterausschusses  
 "Durchstanzen" im Normausschuß DIN 1045/  
 DIN 4227 vom 9. 4. 1984 (Unterschiedliche  
 Sicherheitsfaktoren für die Lastfälle  $g + p$   
 bzw.  $v$ ):  $(1,75 \cdot 726 - 1,00 \cdot 318)/1,75 =$   
 $544 \text{ kN} > 300 \text{ kN}$

Die ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen ist nach beiden in Frage kommenden Varianten der DIN-Vorschriften nicht gewährleistet. Das Durchstanzen ist demnach für die gewählte Flachdecke maßgebend. Die nach der Biegebemessung zulässige Last  $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$  wäre nach (a) auf  $3,5 \text{ kN/m}^2$  und nach (b) sogar auf  $1,7 \text{ kN/m}^2$  zu reduzieren! Durch Erhöhung der Biegezugbewehrung bis zum zulässigen Maximalwert von  $\mu_g = 1,5 \%$  lassen

sich die zulässigen Lasten auf  $p = 4,4$  bzw.  $2,5 \text{ kN/m}^2$  steigern. Weitere Steigerungen sind nur durch Erhöhung der Betongüte oder Vergrößerung der Plattendicke erreichbar.

### 3.2 Grundsätzliche Überlegungen zur Versuchskörperausbildung

Aus Kostengründen mußten als Versuchskörper Flachdecken-Ausschnitte herangezogen werden, die maßstabsgerecht im Verhältnis  $1:1,5$  verkleinert wurden. Die Deckenausschnitte ergaben sich durch Heraustrennen der Stützenbereiche annähernd entlang der die Stütze umlaufenden Momentennullpunktslinie (Bild 3).

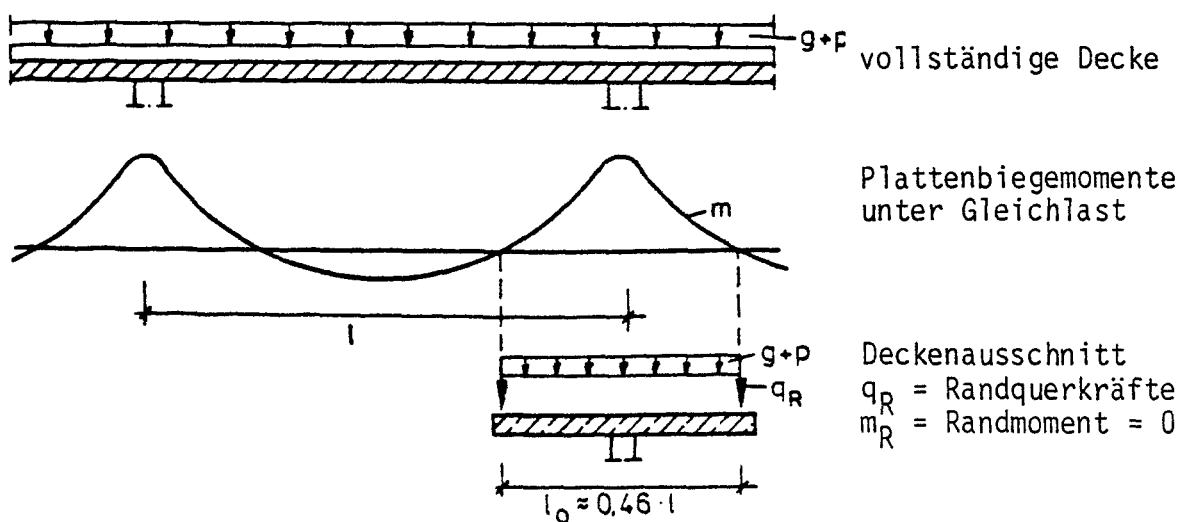


Bild 3: Bildung eines Deckenausschnittes

Die Ausbildung der Versuchskörper führt zu Unterschieden gegenüber einer praxisgerechten Ausführung der Prototypdecke:

#### (1) Zentrische Pressung:

Bild 4 verdeutlicht, daß die mittlere zentrische Pressung im Prüfkörper aufgrund der Spanngliedkonzentration über der

Stütze wesentlich größer ist als die entsprechende Pressung der vollständigen Decke.

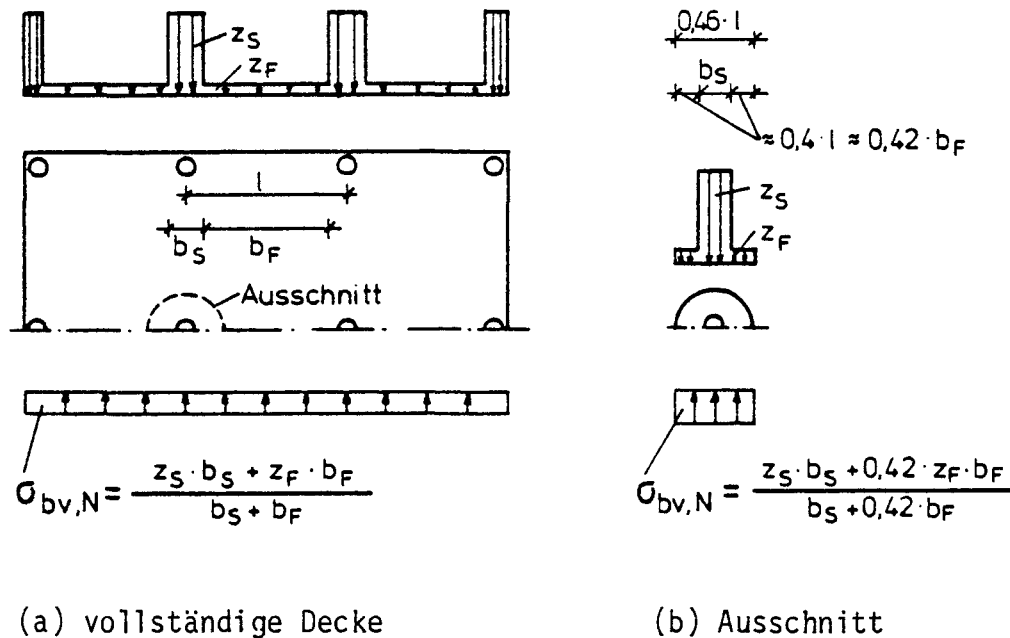


Bild 4: mittlere zentrische Pressung  $\sigma_{bv,N}$

Die zentrische Pressung ist eine wesentliche Einflußgröße für die Durchstanztragfähigkeit.

Die Spanngliedordnung in den Prüfkörpern wurde deshalb so gewählt, daß die zentrische Pressung der Prototypdecke erhalten blieb. Dies verlangte eine gegenüber dem wirklichen Bauwerk auf 54 % verminderte Stützstreifenvorspannung. Die hierdurch verursachte Verminderung  $\Delta Q_{bv}$  der nach unten gerichteten Umlenkkräfte  $Q_{bv}$  und damit auch der unmittelbar in die Stütze eingeleiteten Kräfte betrug bei den Versuchen nur ca. 10 bis 20 % der Bruchlast. Diese Kräfte beeinflussen den Durchstanzvorgang nur unwesentlich. Sofern aus den Traglasten der Prüfkörper auf die entsprechenden Traglasten der Prototypdecken geschlossen werden soll, sind die im Versuch gemessenen Bruchlasten um den Anteil  $\Delta Q_{bv}$  zu erhöhen.



## (2) Verankerung der Spannglieder

Vorspannung ohne Verbund bedeutet, daß sich die Spannglieder auf ihrer gesamten Länge zwischen den Verankerungen gegenüber dem umgebenden Beton frei verschieben können. Eine starre Verankerung an den Rändern des als Versuchskörper nachgebildeten Plattenausschnittes widerspricht diesem Prinzip.

Richtiger wäre eine Verankerung, die stets genau die Verschiebungen bewirkte, die sich unter der jeweiligen Last auch in der Prototyp-Flachdecke einstellen würden. Auf solche Verankerungskonstruktionen mußte verzichtet werden, da sie technisch kaum zu realisieren sind. Die Spannglieder wurden daher an den Versuchskörperrändern starr verankert. Die Maßnahme war zulässig, da die hierdurch verursachten Tragfähigkeitsänderungen gering sind und noch im Bereich der ohnehin unvermeidbaren Streuungen der Versuchsergebnisse liegen:

- Der Spannkraftzuwachs bis zum Bruch liegt bei Versuchen mit starrer Verankerung bei ca. 6 bis 15 %. Ausgehend von einer Anfangsspannung von  $\sigma_{z,0} < 0,8 \cdot \beta_S$  bleiben die Spannungen bis zum Bruch deutlich unter der Streckgrenze, so daß qualitative Sprünge im Spannstahlverhalten (Fließen, Bruch) ausgeschlossen werden können.
- Plattenkrümmungen im Stützenbereich einer Flachdecke setzen gleichstarke Gegenkrümmungen in den Feldbereichen voraus. Da die freie Dehnlänge der Spannglieder im Versuchskörper annähernd einer halben Deckenstützweite entspricht (s. Bild 3: Dehnlänge =  $\ell_0$  + Plattenüberstand  $\approx 0,50 \cdot \ell$ ), wird sich der mittlere Dehnungszuwachs, und damit der Spannkraftzuwachs im Versuchskörper in ähnlicher Größenordnung einstellen wie in der vollständigen Flachdecke.

Eine Vergleichsrechnung nach DIN 4227, Teil 6, Abschnitt 14.2 stützt diese Vermutung. Nach dem dort angegebenen Ansatz darf beispielsweise im ungünstigen Falle einer Flachdecke von vier Feldlängen noch von einem rechnerischen Spannungszuwachs von

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_n &= 2 \cdot \frac{h}{17} \cdot \frac{E}{4 \cdot \ell} \\ &= 2 \cdot \frac{0,19}{17} \cdot \frac{200000}{4 \cdot 7,20} = 155 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ausgegangen werden. Bei einer Ausgangsspannung von  $\sigma_{z,0} \approx 0,7 \cdot 1770 = 1240 \text{ N/mm}^2$  entspricht dies einem Spannkraftzuwachs von ca. 12 %. Die Zuwachsraten in den Versuchen von ca. 6 bis 15 % sind im allgemeinen niedriger und liegen somit gegenüber dem Ansatz nach DIN 4227 auf der sicheren Seite.

- Fehler im Spannkraftzuwachs verändern die Tragfähigkeit nur sehr geringfügig. So verfälscht beispielsweise ein hoch angesetzter Fehler von 20 % des Spannkraftzuwachses die Spannkräfte beim Bruch nur um ca. 1 bis 3 % und damit die Tragfähigkeit um ca. 0,3 bis 1 %.

### (3) Randlast anstelle von Gleichlast

Aus versuchstechnischen Gründen (Kosten und Rißbeobachtungsmöglichkeiten) wurde auf die Einleitung einer Flächenlast  $g + p$  (s. Bild 3) verzichtet. Die entsprechenden Anteile an der Gesamtlast wurden der Randlast zugeschlagen. Da der Gleichlastanteil nur ca. 17 % der Gesamtlast ausmacht ( $17 \% \cong \pi / 4 \cdot (0,46 \cdot \ell)^2 / \ell^2$ ), konnte diese Maßnahme die Versuchsergebnisse nur um wenige Prozente verfälschen. Der Fehler liegt dabei auf der sicheren Seite, weil die Lastumordnung zu erhöhten Biege- und Schubbeanspruchungen im Umkreis um den Stützenanschluß und damit zu Tragfähigkeitsminderungen führt.

### 3.3 Versuchskörperausbildung

Der Versuchskörper des Grundversuches V1 ist aus der Prototyp-Flachdecke wie folgt nachgebildet:

- Maßstab:  $M = 1 : 1,5$
- Ausschnitt:  $\ell_o = 0,46 \cdot \ell$
- Vorspannung: Stützstreifenvorspannung in dem Maße vermindert, daß  $\sigma_{bv,N} = 1,77 \text{ N/mm}^2$  eingehalten bleibt.

Damit ergeben sich folgende Grundwerte für V1:

#### (1) Betonabmessungen (Betongüte B 35):

- Durchmesser der die Plattenquerkräfte simulierenden Randlasten:  $\ell_o = 0,46 \cdot 7,20 / 1,5 = 2,20 \text{ m}$
- Plattendurchmesser:  $\ell_o = 2,20 + 2 \times 0,10 = 2,40 \text{ m}$
- Plattendicke:  $d = 0,225 / 1,5 = 0,15 \text{ m}$
- Stützendurchmesser:  $d_{st} = 0,30 / 1,5 = 0,20 \text{ m}$

#### (2) Betonstahl an der Plattenoberseite (BSt 420/500):

- Nutzhöhen:  $h_m = 0,19 / 1,5 = 0,128 \text{ m}$   
 $h_x = 0,122 \text{ m}, h_y = 0,134 \text{ m}$
- Bewehrungsgrade:  $\mu_{sm} = 0,615 \%$   
 $\mu_{sx} = 0,67 \%, \mu_{sy} = 0,56 \%$   
( $\mu_{sx}, \mu_{sy}$  aus Bedingung, daß  $a_{sx} \cdot h_x \approx a_{sy} \cdot h_y$  ist)

#### (3) Vorspannung (St 1570/1770):

- Spannglieder (Prototyp: Litzen  $\emptyset 0,6''$ ,  $A_z = 140 \text{ mm}^2$ ):  
angestrebt:  $\emptyset 0,6'' / 1,5 = \emptyset 0,4''$   
gewählt:  $\emptyset 3/8'' = \emptyset 0,375''$   
 $A_z = 52 \text{ mm}^2$  (Nennquerschnitt)  
zul  $F_z = 64,4 \text{ kN}$  ( $\sigma_z = 0,7 \cdot \beta_z$ )

Die PE-ummantelten, in Korrosionsschutzfett eingebetteten Spannglieder  $\emptyset 3/8''$  wurden dankenswerterweise von der Firma TREFIL ARBED kostenlos als Sonderanfertigung hergestellt und

geliefert.

- zentrische Pressung (Zielwert):  $\sigma_{bv,N} = 1,77 \text{ N/mm}^2$
- Gesamtspannkraft:  $1,77 \cdot 0,15 \cdot 2,40 \cdot 1000 = 637 \text{ kN}$   
gewählt: 10 Spannglieder  $\hat{=} F_z = 63,7 \text{ kN}$
- Feldstreifenanteil:
  - Spannkraft:  $z_F = 206/1,5 = 137 \text{ kN/m}$
  - Spanngliedabstand:  $s_z = 63,7/137 = 0,46 \text{ m}$
  - gewählt: je Plattenseite 2 Spannglieder
- Stützstreifenanteil:
  - Stützstreifenbreite:  $b_S = 0,50/1,5 = 0,33 \text{ m}$
  - Spannkraft (Soll nach Prototyp):  $Z_S = 1483/1,5^2 = 659 \text{ kN}$
  - Spannkraft (Soll für  $\sigma_{bv,N} = 1,77$ ):  $Z_S = 637 - 137 \cdot (2,40 - 0,33) = 353 \text{ kN}$   
(Spannkraftminderung auf  $353/659 \hat{=} 54 \%$ )
  - gewählt: über der Stütze 6 Spannglieder

Die Änderungen der Versuchskörper V2 bis V8 gegenüber dem hier beschriebenen Grundversuch wurden bereits im Abschnitt 2 (u. a. Tabelle 1) erläutert.

Die vollständige Beschreibung der Versuchskörper ist Bild 1 (Übersicht, Betonabmessungen), Bild A1 und A2 (Betonstahl und Spannstahl) sowie Tabelle A1 (Betonfestigkeiten, Vorspannung) zu entnehmen.

Die Fotos Bild 5 und 6 zeigen fertiggestellte Versuchskörper vor dem Versuch. Die Bilder 7 bis 9 veranschaulichen die Bewehrungsanordnungen, indem sie nur die Spannbewehrung (Versuch V4) bzw. nur die Betonstahlbewehrung (V5) und einmal beide Bewehrungen zusammen (V6, Spannglieder gerade verlegt) zeigen.

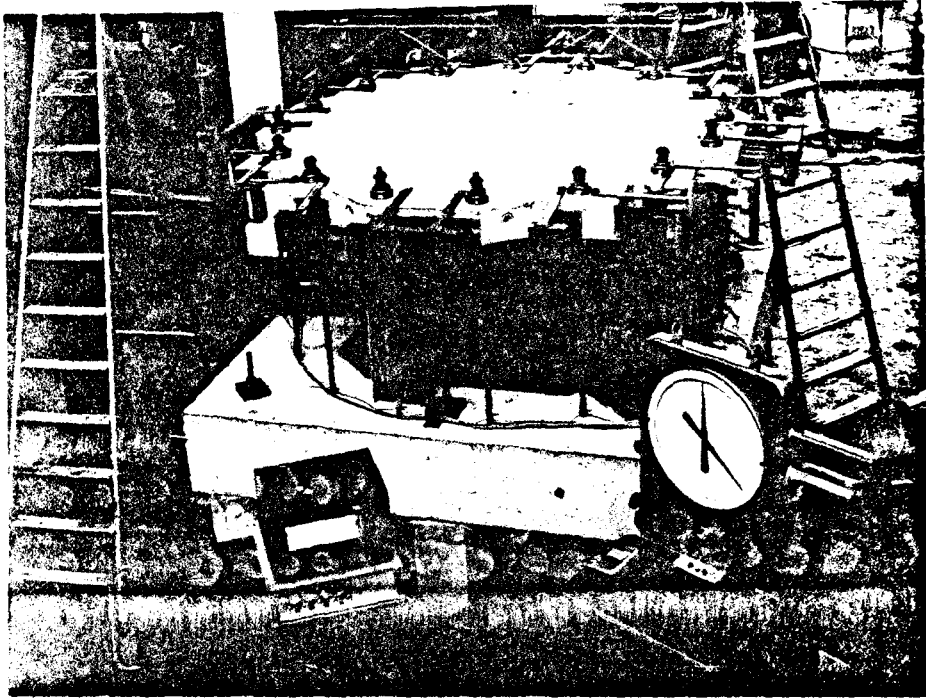


Bild 5: Versuchsstand vor dem Versuchsbeginn

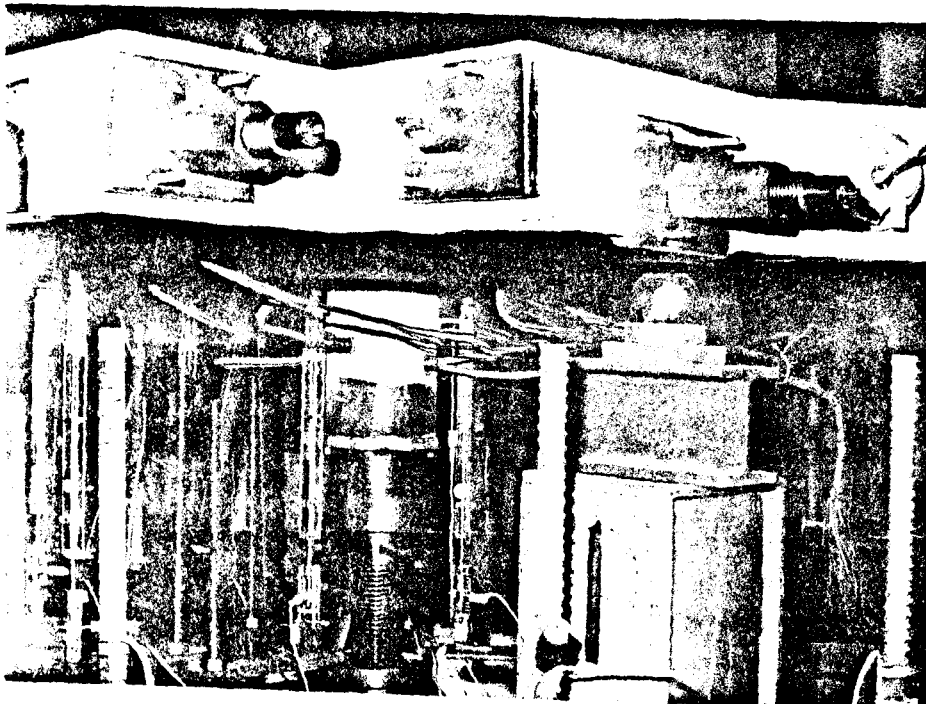


Bild 6: Detail (Zustand vor dem Vorspannen)

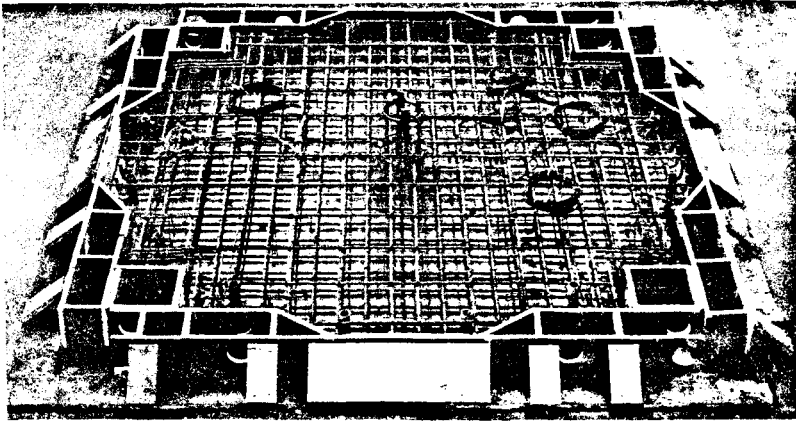


Bild 7: Versuchskörper V5 (ohne Vorspannung) vor dem Betonieren

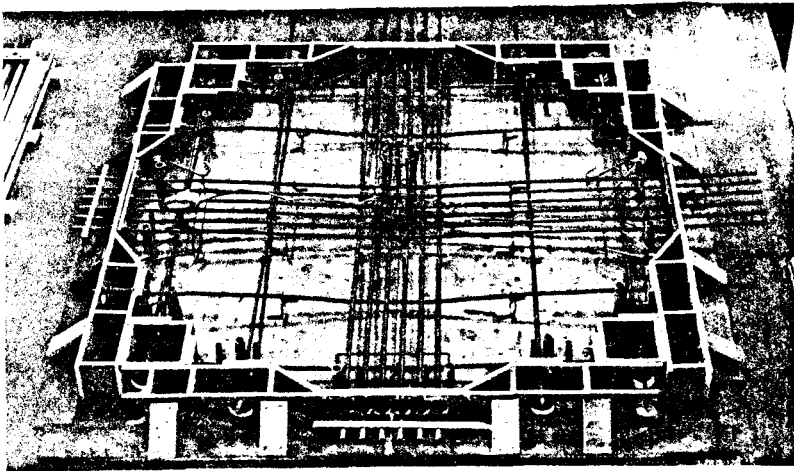


Bild 8: Versuchskörper V4 (ohne Betonstahl) vor dem Betonieren

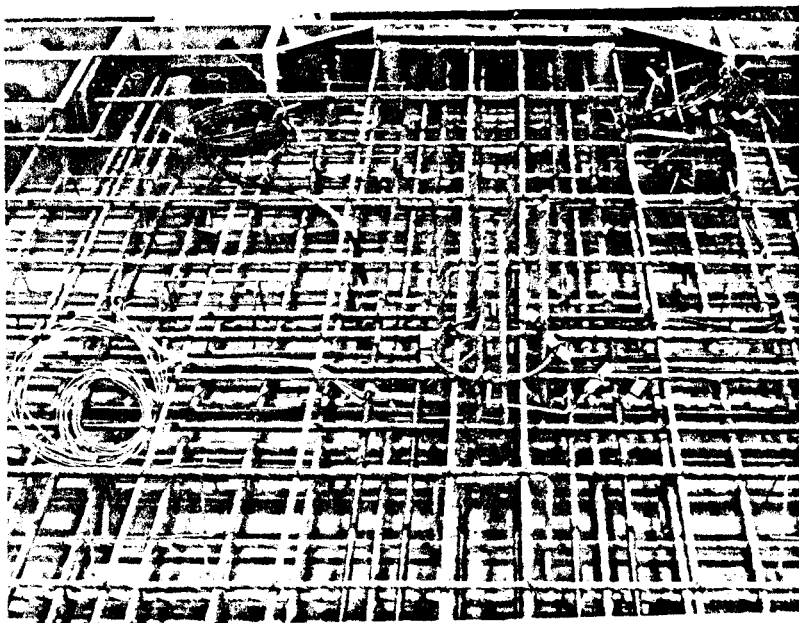


Bild 9: Versuchskörper V6 (Spannglieder gerade verlegt)  
vor dem Betonieren

### 3.4 Versuchskörperherstellung

Die Versuchskörper wurden - wie aus den Bildern 7 bis 9 ersichtlich - um 180° gedreht mit der späteren Deckenoberseite nach unten hergestellt.

Der Beton der Platte wurde jeweils in 3 250l-Chargen in einem Zwangsmischer hergestellt. Als Schalung der Seiten- und Bodenflächen dienten kunststoffbeschichtete Sperrholzplatten. Verdichtet wurde mit Rüttelflaschen. Die Plattenoberfläche wurde bis auf den Bereich des Stützenanschlusses mit einer Glättkelle abgezogen.

Die Stütze wurde erst am folgenden Tag nach dem Erhärten des Betons der Platte eingeschalt und betoniert, wobei Beton von hoher Festigkeit (ca. 50 N/mm<sup>2</sup>) verwendet wurde, um ein Versagen der Stütze mit Sicherheit auszuschließen.

Bis zum 7. Tag nach dem Betonieren wurde der Beton mit feuchten Tüchern abgedeckt. Die restliche Zeit bis zur Prüfung nach ca. 28 Tagen lagerten die Versuchskörper in Innenräumen bei ca. 20°C und 50 % Luftfeuchtigkeit.

Die Ergebnisse der begleitenden Betonprüfungen sind der Tabelle A1 zu entnehmen.

### 3.5 Vorspannen

Alle Versuchskörper außer V4 wurden erst nach dem Einbau in die Prüf- und Meßeinrichtung vorgespannt. Dadurch war es möglich, alle Dehnungs- und Formänderungsmessungen bereits vom Beginn des Vorspannens an kontinuierlich durchzuführen und dabei alle Meßergebnisse auf den Zustand vor dem Vorspannen zu beziehen.

Der Versuchskörper V4 erhielt, da er ohne jede Betonstahlbewehrung hergestellt war, frühzeitig eine Schwind- und Transportvorspannung von ca. 25 % der vorgesehenen Vorspannung. Nach dem Einbau in die Versuchseinrichtung mußte wegen der Gefahr von Rißbildungen an der Plattenunterseite erst eine Teilbelastung von 50 kN ( $\approx 10$  % der späteren Bruchlast) aufgebracht werden, ehe voll vorgespannt werden konnte.

Die Spannglieder wurden am Festankerende durch Keilklemmen (Fa. Paul) auf Stahlplatten von 20 mm Dicke verankert (Bild 6, 1. und 3. Spannglied von links). An der Spannseite wurde die Klemme auf eine Ausgleichsvorrichtung abgesetzt (Bild 6, 2. und 4. Spannglied von links). Diese Vorrichtung bestand aus einer inneren Gewindestange M36 und einer darübersetzten 12 cm langen 6-Kant-Mutter M36. Zum Anspannen setzte die Spannpresse am herausstehenden Ende der Gewindestange an und stützte sich gegen die Ankerplatte ab. Nach Erreichen des erforderlichen Spannweges wurde der zwischen Mutter und Ankerplatte freigewordene Spalt durch Drehen der Mutter geschlossen, so daß die kraftschlüssige Spanngliedverankerung beim Absetzen der Presse ohne starke Spannkraftverluste hergestellt werden konnte.

Für die Versuche V3 und V4 mit Spanngliedern vom Durchmesser 1/2" mußten an der Spannseite Preßhülsenverankerungen verwendet werden, da Keilverankerungen für das vorgesehene Vorspannverfahren zu groß gewesen wären. Die Firma SUSPA stellte Spannglieder dieser Art freundlicherweise ohne Kostenberechnung zur Verfügung.

An vier Spanngliedern waren am Festanker Kraftmeßdosen eingebaut (vergl. Abschn. 5.1.4). Hiermit konnten die Spannkräfte während des gesamten Spannvorganges über eine Digitalanzeige ständig kontrolliert und mit den Soll-Werten verglichen werden.

Da die Spannkraftverluste infolge Absetzen und infolge Kriechen und Schwinden nur näherungsweise vorherberechenbar waren, konnten die Zielwerte der Spanngliedkräfte  $F_z$  nicht immer exakt erreicht werden. Die tatsächlich erzielten Werte sind in Tabelle A1 als Mittelwert  $F_{zm}$  der bei Versuchsbeginn abgelesenen Kräfte der vier mit Meßdosen versehenen Spannglieder angegeben. In der Tabelle sind auch die zentrische Pressung

$$\begin{aligned}\sigma_{bv,N} &= n \cdot F_{zm} / d \cdot \bar{x}_0 \\ &= 10 \cdot F_{zm} / 0,15 \cdot 2,40 = 27,7 \cdot F_{zm} \\ (\sigma_{bv,N} \text{ in N/mm}^2 &= \text{MN/m}^2, F_{zm} \text{ in MN})\end{aligned}$$



und die an der Durchstanzkegeloberfläche wirksamen Querkräfte aus Vorspannung

$$\begin{aligned} Q_{bv} &= 4 \cdot n_S \cdot F_{zm} \cdot \tan \delta_{zm} \\ &= 4 \cdot 6 \cdot F_{zm} \cdot (\sim 0,80 \cdot 0,067) = 1,29 \cdot F_{zm} \end{aligned}$$

angegeben.

Als Schutz gegen herauschießende Spannglieder bei Verankerungs- oder bei Spanngliedbruch wurden während der Versuchsdurchführung alle Spanngliedenden durch Stahlkappen mit Holzausfütterung gesichert. In Bild 5 sind die Sicherungen zu erkennen.

#### 4. Belastungseinrichtung

Die Bilder 1 sowie 5 und 6 lassen den Versuchsaufbau erkennen. Wie aus Bild 3 ersichtlich, war der Versuchskörper folgenden Krafteinwirkungen auszusetzen:

(1) Flächenlasten  $g + p$ :

$$G + P = (g + p) \cdot (0,46 \cdot \ell)^2 \cdot \pi/4 = (g + p) \cdot 0,17 \cdot \ell^2$$

(2) Randquerkräfte  $q_R$ :

$$Q_R = (g + p) \cdot (1 - 0,17) \cdot \ell^2 = (g + p) \cdot 0,83 \cdot \ell^2$$

(3) Stützenkraft  $N_{st}$  als Reaktion auf (1) und (2).

Im Versuch wurden Aktion und Reaktion vertauscht. Die Stützenkraft  $N_{st}$  wurde als Kraft  $F$  durch eine 1000 kN-Pressen vorgegeben. Der Plattenrand war an 16 Punkten gegen einen starren, am Hallenboden verankerten Ringträger abgespannt, so daß die Stützenkraft eine annähernd linienförmige Randlast als Reaktion hervorrief.

Die 16 Abspannungen wurden am starren Träger federnd gelagert. Dies gewährleistete zum einen für den Versuchsbeginn eine gleichmäßige Kraftschlüssigkeit der Abspannungen, zum anderen erlaubte es, daß sich sowohl die Kräfte als auch die Verformungen am Rand in gewissen Grenzen frei einstellen konnten. Die Federsteifigkeiten wurden mit  $c \approx 6 \text{ kN/mm}$  (im Versuch V7 z. T. auch  $c \approx 3 \text{ kN/mm}$ , s. u.) so gewählt, daß sinusförmig umlaufende Randverformungen annähernd Reaktionen der Größe hervorriefen, wie die im Versuch fehlende umgebende Restfläche der vollständigen Prototyp-Flachdecke hervorgerufen hätte.

Eine Vorstellung von den Steifigkeitsverhältnissen geben Messungen der Vertikalverschiebungen der Versuchskörper. Bis zum Bruch wurden die Felder durchschnittlich um ca. 5 mm eingedrückt (Bild A28, Verformungen entlang des Randes). Dabei unterschieden sich die Werte der extrem beanspruchten Federn um ca.  $\pm 1 \text{ mm}$  vom Mittelwert. Die Eigenverformungen der Platten (Durchbiegung des Plattenrandes gegenüber dem Stützenanschluß) betrugen größenordnungsmäßig 20 mm.

Die Problematik einer sinnvollen Wahl der Steifigkeitsverteilung entlang des Plattenrandes wird ausführlich im Abschnitt 8.4.3 im Rahmen der Auswertung des Versuches V7 besprochen. Im Versuch V7 waren die Federpakete an den Abspannungen in den Systemdiagonalen (Bild 4 unten, Nr. 1, 4, 5, 8, 9, 12, 13, 16) doppelt so stark, wie an den restlichen Abspannungen. Die Randlasten konzentrierten sich dadurch stark auf die vergleichsweise steif aufgelagerten Randbereiche der Systemhaupttrichtungen. In allen anderen Versuchen waren die Abspannungen umlaufend gleich stark gefedert.

Der Vergleich der Versuche V1 bis V6 mit Versuch V7 in Verbindung mit einigen theoretischen Überlegungen (vergl. 8.4.3) ergab, daß die in den Versuchen V1 bis V6 gewählte gleichmäßige Randauflagerung eher zu niedrigen als zu hohen Tragfähigkeiten ergibt.

## 5. Meßeinrichtung

Umfang und Art der versuchsbegleitenden Messungen war bei allen 8 Versuchen gleich.

### 5.1 Meßstellen

#### 5.1.1 Belastung

Die maßgebende Belastungsgröße war die Kraft  $F$  der 1000 kN-Presse. Kraft und Weg der Presse wurden kontinuierlich über den Öldruck der Pumpe bzw. über einen induktiven Weggeber gemessen und von einem Schreiber in Kraft- bzw. Weg-Zeit-Diagrammen aufgezeichnet. Die Kraft wurde zusätzlich bei jeder Laststufe über einen zweiten Druckaufnehmer gemessen und zusammen mit den weiteren Meßdaten elektronisch verarbeitet.

#### 5.1.2 Abspannungen

Alle 16 Abspannstangen waren mit je 2 einander gegenüberliegenden Dehnmeßstreifen beklebt. Die Dehnungen wurden mit einer geeichten Vollbrückenschaltung gemessen und bereits vor der Datenausgabe in Kräfte umgerechnet. Die Nummerierung der Abspannungen ist in Bild 1 unten eingetragen.

#### 5.1.3 Formänderungen der Platte

Zur Messung der Vertikalverschiebungen des Versuchskörpers wurden 14 induktive Weggeber zwischen Platte und Hallenboden eingebaut. Die Anordnung der Meßstellen ist aus Bild A3 ersichtlich.

#### 5.1.4 Spanngliedkräfte

Die Spanngliedkräfte von 4 Spanngliedern wurden mit Kraftmeßdosen - am Festanker zwischen Keilklemme und Ankerplatte eingebaut - gemessen. Die Lage der Meßdosen ist aus Bild A2 ersichtlich. Die Bezeichnungen X5, Y1, Y3 und Y5 beschreiben die Richtung und Nummer des zugehörigen Spanngliedes.

#### 5.1.5 Betonstahldehnungen

Lage und Fabrikat von 18 auf Bewehrungsstäbe aufgeklebten Dehnmeßstreifen sind in Bild A4 angegeben. In Bild 9 sind die Schutzumwicklungen um die Meßstellen zu erkennen.

#### 5.1.6 Betondehnungen an der Bauteiloberfläche

An 4 Stellen wurden in unmittelbarer Nähe des Stützenanschlusses Betondehnungen mit aufgeklebten Dehnmeßstreifen gemessen. Bild A5 gibt die Lage der Meßstreifen und das verwendete Fabrikat an.

#### 5.1.7 Betondehnungen im Bauteilinneren

Zur Abschätzung der Beanspruchungen im Bereich der erwarteten Bruchfläche (Durchstanzkegeloberfläche) wurden 7 Dehnmeßstreifen auf Kunststoffträgern in den Beton eingelegt. Bild A6 zeigt die Anordnung und beschreibt das Fabrikat. Die Meßstellen 1 bis 5 dienten Stauchungsmessungen. Die Meßstellen 6 und 7 zeigten Zugdehnungen sowie Rißbildungen in den von den Kunststoffträgern erfaßten Ebenen an.

### 5.2 Datenaufnahme und -verarbeitung

Alle Meßwerte bis auf die in Diagrammen kontinuierlich mitgezeichneten Kräfte und Wege der 1000 kN-Pressen wurden von einer Vielstellenmeßanlage (UPH 3200, Fabr. Hottinger) aufgenommen, von einer EDV-Anlage (TEKTRONIX 4051) geordnet, zwischengespeichert und zur Endverarbeitung an die instituts-eigene Großrechenanlage (PRIME 400) weitergeleitet.

Im Großrechner wurden die Meßwerte unter Verwendung der Eichwerte und Nullablesungen zu Meßergebnissen umgerechnet, in Tabellenform ausgedruckt und in Plotbildern dargestellt.

Zur Kontrolle des Versuchsablaufes wurden auch Meßergebnisse von der PRIME 400 an die TEKTRONIX 4051 zurückgegeben und dort - während des Versuches bereits - in Abhängigkeit der Belastung auf einem Bildschirm oder als Zeichnung graphisch dargestellt.

## 6. Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau der Platten in die Versuchseinrichtung wurden noch vor dem Vorspannen die Meßwerte aller Meßstellen aufgenommen und als Nullwerte für die nachfolgenden Messungen gespeichert.

Nach dem Vorspannen von jeweils 4 Spanngliedern wurden alle Meßwerte erfaßt, so daß das Spannen der 20 Spannglieder durch 5 Ablesungen protokolliert wurde. Direkt vor Versuchsbeginn wurde eine weitere Ablesung vorgenommen, um die Änderungen infolge Schwinden und Kriechen festzuhalten.

Die Belastung  $F$  (= Kraft der 1000 kN-Presse) wurde in Stufen von jeweils 25 kN aufgebracht. Bei Bruchlasten zwischen 350 und 570 kN ergaben sich damit pro Versuch 14 bis 23 Laststufen.

Nach kurzer Standzeit wurde bei jeder Laststufe mit dem Aufzeichnen der Rißbilder begonnen. Die elektronischen Kraft-, Weg- und Dehnungsmessungen wurden jeweils erst kurz vor dem nächsten Lastanstieg durchgeführt. War eine Belastung nahe der erwarteten Bruchlast erreicht, so wurden zusätzlich Zwischenablesungen vorgenommen. Auf diese Weise wurden für drei Versuche Meßdaten unter der späteren Bruchlast gewonnen. Für die restlichen Versuche lag die Belastung bei der letzten Messung zwischen 93 und 99 % der Bruchlast.

Die kontinuierliche Laststeigerung vom Versuchsbeginn bis zum Bruch wurde nur im Versuch V8 unterbrochen. Hier wurde der Versuchskörper programmgemäß im Gebrauchslastbereich 10 000 Lastwechseln unterworfen. Nach 100, 1000, 5000 und 10 000 Lastwechseln wurden Zwischenablesungen unter der Unterlast (100 kN) und unter der Oberlast (250 kN) eingeschoben.

Die Bruchlast galt als erreicht, sobald keine weitere Laststeigerung möglich war und die Pressenkraft abfiel. In einem Versuch (V6) trat der Bruch erst ca. 4 Minuten nach dem Erreichen einer Laststufe ein. Bei allen anderen Versuchen lagen

die Standzeiten unter 1 Minute. Die Rißlasten ( $F_{\text{Ri\ss}}$ ) und die Bruchlasten ( $F_u$ ) sind in Tabelle A1 angegeben.

Nach vorübergehender Entlastung und Aufzeichnen des Rißbildes wurden die Versuchskörper erneut belastet. Die hierbei festgestellten Resttragfähigkeiten lagen bei ca. 60 bis 80 % der Bruchlast. Die Unterschiede zwischen den Versuchen waren offensichtlich weniger von der Art der Versuche abhängig als von der Schnelligkeit, mit der bei der vorangegangenen Belastung nach den ersten Anzeichen eines Bruches entlastet worden war.

Die Durchstanzkegel einiger Versuche (V4 bis V7) wurden nach Versuchsabschluß freigelegt. Hierzu wurden die Spanndrähte aus den Versuchskörpern herausgezogen und die Betonstahlbewehrung an der Plattenober- und an der Plattenunterseite etwas außerhalb des vermuteten Kegels freigestemmt und durchgetrennt. Durch Aufsetzen der Versuchskörper auf die Stützenstummel löste sich die umgebende Platte vom Durchstanzkegel. Es war jedoch nicht möglich, die Kugel vollständig unversehrt herauszulösen, da die durchlaufenden Kunststoffmäntel der Spannglieder und in manchen Fällen auch Unterstützungsbocke der Spannbewehrung und der oberen Betonstahlbewehrung Teile des von Rissen parallel zur Kegeloberfläche durchzogenen Kegels herausrissen.

## 7. Versuchsergebnisse

### 7.1 Rißentwicklung, Bruchbild

Die Rißentwicklungen in den 5 Versuchen der Serie I sind in jeweils 6 Phasen in den Bildern A7 und A11 dargestellt. Zu den 3 Versuchen der Serie II sind als Bild A12 lediglich die Rißbilder des Bruchzustandes wiedergegeben.

Die in den genannten Bildern bzw. in Tabelle A1 angegebenen Rißlasten geben nur einen ungefähren Anhalt über den Zeitpunkt erster Rißbildungen, denn eine kontinuierliche Rißbeobachtung war versuchstechnisch nicht möglich. Die mögliche Streubreite der Rißlasten läßt der Vergleich der bis zum Rißbeginn nahezu

identischen Versuche V1 und V8 erkennen. Trotz geringfügig höherer Betonzugfestigkeit und Vorspannung im Versuch V8 lag die Rißlast um ca. 15 % unter der des Versuches V1.

Dennoch läßt die Betrachtung der Rißlasten eindeutig erkennen, daß der Zeitpunkt erster Rißerscheinungen von der Vorspannung stark, von der Betonstahlbewehrung hingegen praktisch überhaupt nicht abhängt.

Der Rißbildungsprozeß lief bei allen Versuchen außer V4 (keine Betonstahlbewehrung) im Prinzip gleichartig ab. Vom Zentrum ausgehend bildete sich zuerst ein sternförmiges Rißbild. Hierbei verliefen die Risse bei geringer Betonstahlbewehrung annähernd gerade radial, während sie bei starker Bewehrung durch treppenförmige Rißverläufe deutlich die Lage der Bewehrungsstäbe markierten. Die anfangs senkrecht zur y-Richtung (Spannglieder unten liegend) besonders starken Risse in den Versuchen V3 und V4 (hohe Vorspannung) deuten auf erwartungsgemäß geringere Vorspannbiegemomente und damit geringere Tragfähigkeiten dieser Tragrichtung hin.

Ab ca. 90 % der Bruchlast ( $F/F_u = 0,90$ ) traten über der Stütze verstärkt Risse auf, die zusammengefügt annähernd kreisförmig das Plattenzentrum umliefen. Dieser Prozeß begann im Zentrum und erreichte bis kurz vor dem Bruch annähernd den Umfang der Grundfläche des späteren Durchstanzkegels. Er kündigte somit den bevorstehenden Bruch an.

Beim Bruch zeichnete sich der Durchstanzkegel im Rißbild der Plattenoberseite stets nur halbseitig ab (Bilder A7 bis A12), während an der Plattenunterseite am Stützenanschluß stets ein vollständig umlaufender klaffender Riß sichtbar war (Bild 10). Auch beim erneuten Belasten nach dem Bruch konnte der Durchstanzkegel im Rißbild nicht vollständig sichtbar gemacht werden. Offensichtlich drehte sich der Durchstanzkegel nach dem Bruch in der in Bild 12 skizzierten Art. Betonzerstörungen an der Plattenunterseite auf der Seite des an der Oberseite sichtbaren Bruchrisses erhärten diese Vermutung (Bild 12).



Bild 10:

Versuchskörper V7 nach dem Bruch (Druckbewehrung freigelegt)

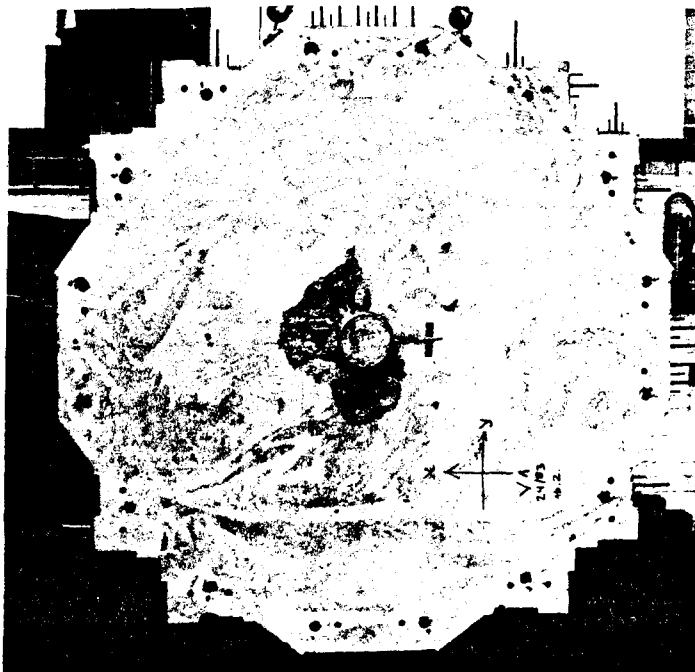


Bild 11:

Versuchskörper V1 (Druckzone abgeplatzt)

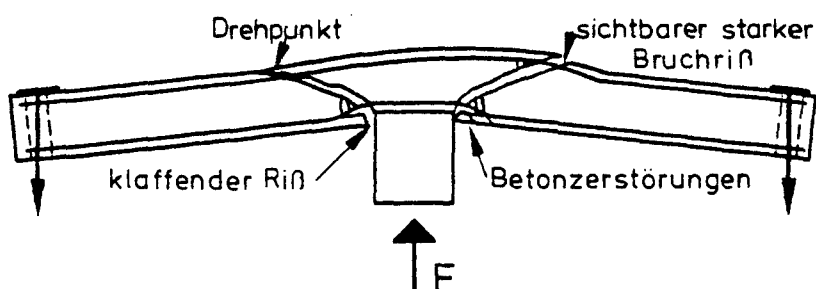


Bild 12:

vermuteter Bewegungsablauf nach dem Durchstanzbruch



Der an der Plattenoberseite nur einseitig sichtbare Riß zeigte bei den Versuchen V2 und V5 (hohe Betonstahlbewehrung) in x-Richtung (Betonstahl innenliegend), bei den anderen Versuchen (normale und hohe Vorspannung) mit Ausnahme des Versuches V3 in y-Richtung (Spannglieder untenliegend). Der Bruch scheint somit jeweils von der den Verlegerichtungen nach schwächeren Seite des Stützenumkreises ausgegangen zu sein.

Die Verformungen der an der Plattenunterseite direkt über die Stütze laufenden Bewehrungsstäbe sind in Bild 10 zu erkennen. Die Bewehrung wird nicht abgeschert, sondern folgt der Durchstanzbewegung durch eine S-förmige Verbiegung über ca. 10 cm Länge (s. auch Bild 12).

Einen herausgelösten Durchstanzkegel zeigt Bild 13. Offensichtlich liefen außer dem späteren Bruchriß weitere Risse parallel zur Kegeloberfläche, denn - wie erwähnt - reichten die leeren Plastikhüllrohre der Spannglieder aus, um beim Freilegen der Kegel schalenartig Beton aus dem Kegel herauszulösen. Da die Kegel somit nicht unversehrt freigelegt werden konnten, wurde auf eine systematische Vermessung der Kegel verzichtet. Die Neigung der vermutlichen Kegeloberflächen gegenüber den Plattenmittelflächen betrug im Mittel ca.  $30^{\circ}$ .

Im Versuch V4 (ohne Betonstahlbewehrung) zeichneten sich im Rißbild der Plattenoberseite keine ringförmig den Stützenanschluß umlaufenden Risse ab. Dem Rißbild nach zerfiel die Platte in 4 Segmente mit radialen Trennlinien in Form von klaffenden Rissen in den  $45^{\circ}$ -Systemdiagonalen und mit Drehpunkt in der Druckzone eines klaffenden vertikalen Risses direkt über dem Stützenanschluß.



Bild 13:  
Bruchkegel  
(als Beispiel V6)



Bild 14:  
Bruchbild des  
Versuches V4  
(ohne Betonstahl-  
bewehrung)

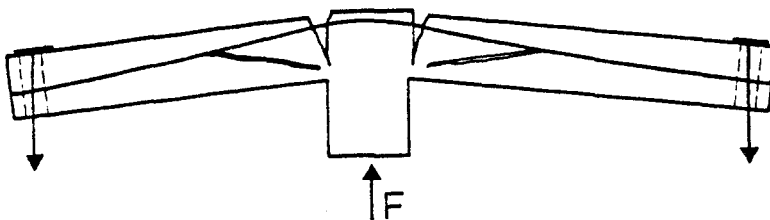


Bild 15:  
Vermutliches Reiß-  
bild im Versuch V4  
kurz vor dem Bruch

Bild 14 zeigt den Versuchskörper auf der Oberseite liegend, wie er nach dem Entspannen und Herausziehen der Spannglieder auseinander fiel. Zwei der genannten Segmente sind entfernt, zwei auf dem Bild zu sehen. Die vorne links und rechts herausstehenden Hüllrohren deuten die Spann- bzw. Systemhauptrichtungen an.

Der deutlich erkennbare Kegel am Stützenstummel wurde erst nach dem Zerlegen des Versuchskörpers sichtbar. Bild 15 zeigt die vermutlichen Risse im Platteninneren kurz vor dem Bruch. Die schräge aus der Platte in die Stütze einmündende Betondruckstrebe hat durch Spaltzugwirkungen bereits einen Riß in ihrer Wirkungsebene erzeugt. Hieraus entwickelte sich jedoch kein Durchstanzkegel, da es zuvor zum Biegeversagen im System der Trennrisse zwischen den Plattensegmenten kam.

## 7.2 Meßergebnisse

### 7.2.1 Darstellung der Meßergebnisse

Sämtliche Meßergebnisse wurden in Tabellenform gedruckt und als Plotbilder gezeichnet. Die Tabellen sind im vorliegenden Bericht nicht enthalten; sie können ggf. im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig eingesehen oder von dort angefordert werden. Die Plotbilder wurden als Bilder A13 bis A36 in stark verkleinertem Maßstab so zusammengestellt, daß alle 8 Versuche jeweils auf einem Blatt für Vergleiche zur Verfügung stehen.

Die Bilder A13 bis A26 zeigen Meßergebnis-Stützenlast-Diagramme. Die vertikale Achse gibt die bezogene Stützenkraft  $F/F_u$  an ( $F_u$  = Bruchlast), die horizontale Achse die jeweiligen Meßergebnisse.

In den Bildern A27 bis A36 sind Meßergebnisse entlang bestimmter Meßlinien aufgetragen. Die vertikale Achse gibt die Meßergebnisse an. An der horizontalen Achse sind Meßstellenummern aufgetragen; diese Achse entspricht entweder der Abwicklung einer kreisförmigen Meßlinie (Darstellung stets  $360^\circ$ , Orientierungs-

hilfe durch Achsbezeichnungen "H", "Hy" und "D" entsprechend Bild 16) oder einer geraden Meßlinie (Darstellung stets 2,20 m zwischen den Abspannungen "ABSP" entsprechend Bild 16). Die Kurven verbinden jeweils die Meßergebnisse einer Laststufe, beginnend bei  $F = 0$  und endend bei  $F = F_u$ , wobei die  $F = F_u$ -Kurve im allgemeinen durch Extrapolation berechnet und als gestrichelte Kurve von Hand nachgetragen werden mußte.

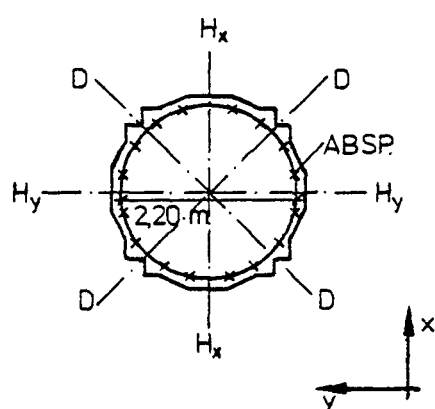


Bild 16: Achsbezeichnungen in den Bildern A27 bis A36

$H_x$  = x-Hauptachse  
 $H_y$  = y-Hauptachse  
 D = Diagonale  
 ABSP= Abspannungen

x  $\hat{=}$  Spannstahl oben -, Betonstahl innenliegend  
 y  $\hat{=}$  " unten-, " außenliegend

Die von Null abweichenden Meßergebnisse für den Belastungsbeginn resultieren in allen Bildern aus der Vorspannwirkung.

### 7.2.2 Abspannungen

Lage der Abspannungen: Bild 1

Last-Abspannkräfte-Diagramme: Bild A13

Abspannkräfte entlang des Randes: Bild A27

Die Anfangskrümmungen in den Diagrammen A13 resultieren aus der Übernahme des Versuchskörpereigengewichtes durch die Pressenkraft  $F$ . Die rückwärtigen Verlängerungen der ab ca.  $F/F_u = 0,1$  annähernd geraden Kurven schneiden die  $F=0$ -Achse jeweils bei ca.  $F_A = 1,2$  kN, was einer Gesamtkraft ( $F = 16 \cdot 1,2 \approx 19$  kN) etwa der Größe des Eigengewichtes entspricht.

Die Verteilung der Abspannkräfte entlang des Plattenrandes zeigt Bild A27. Der starke Einbruch bei V1 an der Abspannung 3 ist meßtechnisch bedingt und ohne Bedeutung. Für alle Versuche sind deutlich periodische Änderungen der Abspannkräfte abzulesen:

- Bei den Versuchen mit umlaufend gleichstarker Federung der Abspannungsverankerungen (= alle Versuche außer V7) liegen die Abspannkräfte in den Diagonalen um ca. 10 % über und in den Hauptachsen ca. 10 % unter dem Mittelwert.
- Dabei fallen die Kräfte der Hauptachsen bei hoher Vorspannung (V3, V4) besonders stark in der  $H_y$ -Achse (Spannglieder untenliegend) ab. Bei starker Biegebewehrung (V2, V5) und bei zentrischer Vorspannung (V6) ist der Abfall in der  $H_x$ -Achse (Betonstahlbewehrung innenliegend) stärker.
- Im Versuch mit verdoppelten Federpaketen an den 8 Abspannungen neben den Diagonalen (V7) ist die angestrebte Erhöhung der Randlasten in den Hauptachsenbereichen erreicht. Dort sind die Kräfte um ca. 20 % größer als der Mittelwert, während sie in den Diagonalen um den gleichen Betrag darunter liegen.

Eine Bewertung der periodischen Änderungen der Abspannkräfte folgt im Abschnitt 8.4.3.

### 7.2.3 Formänderungen der Platte

Die Vertikalverschiebungen der Platte sind teils als Absolutbeträge  $w_a$  dargestellt (= Verschiebungen zwischen Platte und Hallenboden), teils als Relativbeträge  $w_b$  (= Durchbiegungen der Platte bezogen auf eine versuchskörperfeste Ebene, definiert durch die Meßpunkte 2, 4 und 5).

Lage der Meßstellen:

Bild A3

Darstellung der Meßergebnisse:

(s. Tab.)

Meßstellen Darstellung	kreisförmige Meßlinie			radiale Meßlinie	
	außen (Rand)	Mitte	innen (Stütze)	Diagonale	x-Hauptachse
	1,2,3,4,5,6	7,8,9,10	11,12,13	1, 7, 11	4, 10, 12
$F/F_u - w_b$ - Diagr.	-	-	A 14	-	A 15
$F/F_u - w_a$ - Diagr.	A 16	-	-	-	-
$w_a$ entlang Meßlinie	A 28	A 29	A 30	A 31	A 32

### (1) $w_b$ (Bilder A 14 und A 15)

Die Kurven der bezogenen Durchbiegungen  $w_b$  verlaufen in allen Versuchen bis genau zur Rißlast linear. Danach gehen die Kurven im allgemeinen ohne auffälligen Knickpunkt in annähernd quadratische Parabeln über. Lediglich im Versuch V 4 (ohne Betonstahlbewehrung) und andeutungsweise auch im Versuch V 5 (ohne Vorspannung) zeigen die Kurven bei ca. 1,5-facher Rißlast ausgeprägte Abknickungen und bei höheren Lasten einen nahezu geraden Verlauf.

Die Schnittpunkte der Kurven mit der  $w_b=0$ -Achse beschreiben jeweils den Zustand, in dem sich die Plattenbeanspruchungen (Biegung und Schub) aus Vorspannung und äußerer Last genau aufheben. Die Formänderungen sind Null ( $w_b = 0$ ), und die Kraft  $F$  ist annähernd gleich der wirksamen Querkraft aus Vorspannung ( $F = Q_{bv}$ , mit  $Q_{bv}$  nach Abschnitt 3.5 bzw. Tabelle A 1).

Die bis zum Bruch erreichten Durchbiegungsunterschiede zwischen Plattenmitte ( $\hat{=}$  Meßstellen) und Plattenrand ( $\hat{=}$  Bezugsebene) sind in Bild A 14 am Ende der extrapolierten Meßkurven angetragen. Sieht man von den gesondert zu betrachtenden Versuchen V 4 (ohne Betonstahlbewehrung,  $w_{bu} = 29$  mm), V 7 (Randlasteinleitung variiert,  $w_{bu} = 20,5$  mm) und V 8 (Schwellbelastung,  $w_{bu} = 23$  mm) ab, so liegen alle Bruchwerte zwar recht nahe beieinander, es ist aber dennoch eindeutig die Tendenz abnehmender Durchbiegun-

gen bei zunehmender Vorspannung zu erkennen. Die Werte steigen von  $w_{bu} = 15,5 \text{ mm}$  (V 3, erhöhte Vorspannung) bis  $w_{bu} = 20,0 \text{ mm}$  (V 5, ohne Vorspannung) an.

(2)  $w_a$  entlang kreisförmiger Meßlinien (Bild A 16 und A 28 bis A 30)

Die Absolutbeträge der vertikalen Verschiebungen  $w_a$  des Plattenrandes (Bilder A 16 bzw. A 28) entsprechen denen, die nach den Abspannkräften  $F_A$  (Bilder A 13 bzw. A 27) und den Federsteifigkeiten  $c$  (s. Abschnitt 4) zu erwarten waren:

$$F_A = c \cdot w_a$$

Die Kurven der Bilder A 16 und A 13 sind folglich im allgemeinen einander um den Faktor  $c \approx 6 \text{ kN/mm}$  ähnlich. Lediglich im Versuch V 7 bewirkt die Verminderung der Federsteifigkeiten in den Diagonalen qualitativ gegensätzliche Kurvenverläufe. Während die Abspannkräfte - anders als in den anderen Versuchen - in den Hauptachsen größer sind als in den Diagonalen, sind die Randverschiebungen - gleichartig wie in den anderen Versuchen - in den Hauptachsen kleiner als in den Diagonalen.

Angeichts der festgestellten Abhängigkeiten zwischen den Kurven der Bilder A 13 und A 16 kann hinsichtlich weiterer Betrachtungen auf die Ausführungen des Abschnittes 7.2.2 verwiesen werden.

Die Bilder A 29 und A 30 zeigen, daß die in Ringrichtung zu beobachtenden Durchbiegungsunterschiede zur Plattenmitte hin geringer werden. Direkt am Stützenanschluß sind selbstverständlich keine Unterschiede mehr vorhanden.

(3)  $w_a$  entlang radialer Meßlinien (Bilder A 31 und A 32)

Die gemessenen Absolutbeträge der Vertikalverschiebungen  $w_a$  lassen auf Formänderungen der Platten nach Bild 17 schließen.

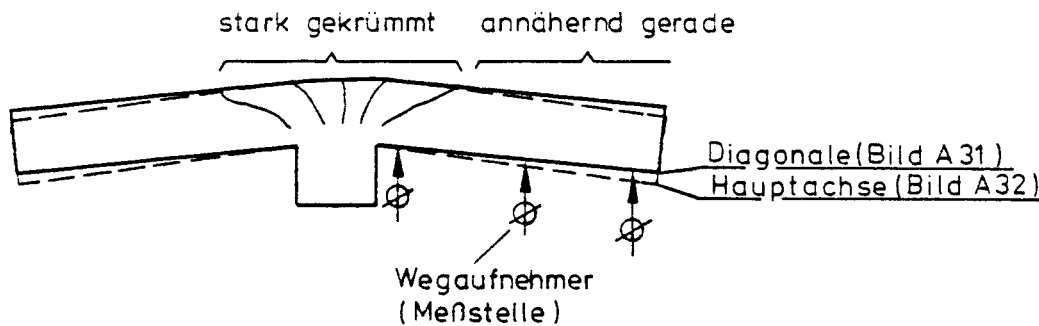


Bild 17: Formänderung der Platte kurz vor dem Bruch

Die radialen Krümmungen konzentrieren sich fast ausschließlich auf den auch in Ringrichtung gerissenen Bereich des späteren Durchstanzkegels. Hierbei sind die Verformungen - wie bereits unter (2) festgestellt - in den Hauptachsen (Bild A 32) größer als in den Diagonalen (Bild A 31).

Die Krümmungen der nahezu gerade erscheinenden äußeren Plattenbereiche wurden als zweite Ableitungen der durch jeweils drei Meßstellen (s. Bild 17) verlaufenden quadratischen Parabeln ermittelt und in Bild A 17 in Last-Krümmungs-Diagrammen aufgetragen (Numerierung der Krümmungsmeßstrecken s. Bild A 3). Trotz der hier zu Buche schlagenden Wirkung kleiner Differenzen großer Zahlen ist eindeutig die Tendenz zu erkennen, daß die Krümmungen anfangs etwa linear mit der Belastung ansteigen, bei  $F/F_u \approx 0,8$  Maximalwerte erreichen und danach wieder leicht abfallen

#### 7.2.4 Spanngliedkräfte

Lage der Kraftmeßdosen: Bild A 2

Last-Spannkräfte-Diagramme: Bild A 18

Die Spanngliedkräfte  $F_z$  steigen erst ab einer Belastung deutlich über der Reißlast erkennbar an. Der Anstieg nimmt im allgemeinen kontinuierlich zu. Lediglich im Versuch V 4 (ohne Be-



tonstahlbewehrung) ist - ähnlich wie bei den Kurven der Vertikalverschiebungen  $w_a$  und  $w_b$  - bei ca.  $F/F_u = 0,7$  ein auffälliges Abknicken der Kurven mit anschließend nahezu geradem Kurvenverlauf zu erkennen.

Die Kräfte der drei gemessenen Spannglieder des Stützstreifens (Y3, Y5 und X5) nehmen in deutlich höherem Maße zu als die Kräfte des einen gemessenen Spanngliedes, das den Bereich des späteren Durchstanzkegels nicht durchläuft (Y1).

Die Zunahme der Spanngliedkräfte erreicht bis zum Bruch Werte zwischen 8 und 15 %. Lediglich im Versuch V 6 (zentrische Vorspannung) wurden mit 6,3 % geringere und in den Versuchen V 4 (ohne Betonstahlbewehrung) und V 8 (Schwellbelastung) mit 20,0 bzw. 16,7 % höhere Werte gemessen. Da die Spannglieder mit Anfangsspannungen von  $\sigma_{z0} < 0,8 \cdot \beta_s$  vorgespannt waren, darf Fließen des Spannstahls in allen Versuchen ausgeschlossen werden.

Die Kurven des Bildes A 18 spiegeln das Verhältnis von Betonstahl- zu Spannstahlbewehrung wider. Je höher die Vorspannung bzw. je geringer die Betonstahlbewehrung ist, desto später beginnen die Spannkkräfte anzusteigen und desto höher sind die Spannkraftzunahmen.

#### 7.4.5 Betonstahldehnungen

Lage der Meßstellen:	Bild A 4
Last-Dehnungs-Diagramme:	Bilder A 19 - A 23
Dehnung entlang einzelner Bewehrungsstäbe:	Bilder A 33 - A 36

##### (1) Biegezugbewehrung

Die Last-Dehnungskurven der direkt über dem Stützenanschluß liegenden Meßstellen beginnen etwa ab der Rißlast stark anzusteigen. Die Kurven der weiter vom Zentrum entfernt liegenden Meßstellen steigen entsprechend der Rißbildentwicklung erst später

an. Der Anstieg verläuft teils mit kontinuierlich zunehmender Steigung, teils mit anfänglichem Abknickungsbereich und anschließend, fast geraden Kurvenverlauf. Ein Zusammenhang zwischen den qualitativ unterschiedlichen Kurven und dem Bewehrungs- oder Vorspanngrad ist nicht auszumachen.

Die Kurven der entlang einzelner Bewehrungsstäbe aufgetragenen Dehnungen lassen erkennen, daß die größten Dehnungen über dem Stützenrand (Meßstelle 10 und 17) auftreten. Über dem Stützenzentrum (Meßstelle 11 und 18) sind die Dehnungen im allgemeinen geringer, und zum Plattenrand hin (Meßstellen 9, 8, 7 und 16) nehmen die Dehnungen sehr schnell ab.

Der Bereich, in dem bis zum Bruch Fließen der Bewehrung anzunehmen ist ( $\epsilon_s > \sim 2\text{‰}$ ) beschränkt sich auf vergleichsweise kleine Plattenbereiche über dem Stützenanschluß. Der Durchmesser dieser Bereiche liegt bei ca. 0,60 bis 0,80 m, so daß der Fließbereich nur ca. 10 % der Versuchskörperfläche bzw. ca. 2 % eines Deckenfeldes einer gedachten vollständigen Flachdecke ausmacht.

Systematische Unterschiede zwischen den Dehnungen in x- und y-Richtungen sind nicht erkennbar. Im Mittel über alle Versuche sind die Dehnungen in beiden Richtungen annähernd gleich groß.

Da die Bewehrungsmengen nach der Vorgabe  $a_{sx} \cdot h_x = a_{sy} \cdot h_y$  festgelegt wurden, darf somit auch von annähernd gleich starken Plattenbiegemomenten in beiden Tragrichtungen ausgegangen werden.

## (2) Biegedruckbewehrung

Wie aus den Last-Dehnungs-Kurven zu ersehen ist, steigen die Stauchungen bis zum Bruch annähernd geradlinig an. In y-Richtung (Bewehrung außen liegend) werden dabei bis zum Bruch Werte von ca. - 1,0 bis - 2,0 ‰ erreicht; lediglich die Stauchungen der Meßstelle 1 (über dem Stützenrand) steigen bei einzelnen Versuchen zum Bruch hin überlinear an und er-

reichen Werte bis zu  $-4,0 \text{ ‰}$ . In x-Richtung (Bewehrung innen liegend) enden die Stauchungskurven bei Werten um  $-0,5$  bis  $-1,0 \text{ ‰}$ ; dabei zeigen die Kurven zu Meßstelle 4 (in Verlängerung des Stützenrandes) bei einigen Versuchen die Tendenz, zum Bruch hin ab ca.  $F/F_u = 0,8$  wieder etwas abzufallen.

Die betragsmäßig geringsten Stauchungen kurz vor dem Bruch sind im Versuch V 5 (ohne Vorspannung) zu verzeichnen, die höchsten im Versuch V 3 (erhöhte Vorspannung). Die unter betragsmäßig gleichen Lasten gemessenen Stauchungen beider Versuche sind in y-Richtung (außen) durchgehend bis zur Bruchlast von V 5 nahezu gleich groß, in x-Richtung (innen) hingegen sind sie nur bis etwa zur Rißlast gleichartig, dann steigen sie bei V 3 leicht überlinear weiter an, während bei V 5 der Anstieg schwächer wird und zum Bruch hin sogar in einen Abfall umschlägt.

Der beschriebene Sachverhalt hat sicherlich seine Ursache in den unterschiedlichen Druckzonenhöhen beider Versuche. Bei V 3 ist die Druckzone vergleichsweise hoch, so daß auch die innere Bewehrungslage noch weit im Druckbereich liegt und bei erhöhter Druckzonenkraft erhöhte Stauchungen erfährt. Bei V 5 hingegen liegt diese Bewehrung nahe der Spannungsnulllinie des Querschnittes, so daß sie bei einer Belastungssteigerung und weiterer Druckzoneneinschnürung bereits so nahe an die Nulllinie heranrückt, daß der Einfluß der Druckzoneneinschnürung den Einfluß der erhöhten Druckzonenkraft überdeckt und es zu Stauchungsminderungen kommt.

#### 7.4.6 Betondehnungen

Lage der Meßstellen: Bilder A 5 und A 6

Last-Dehnungs-Diagramme: Bilder A 24 bis A 26

#### (1) Plattenoberfläche um den Stützenanschluß (Bild A 24)

Bild 18 zeigt den Verlauf der Meßkurven.

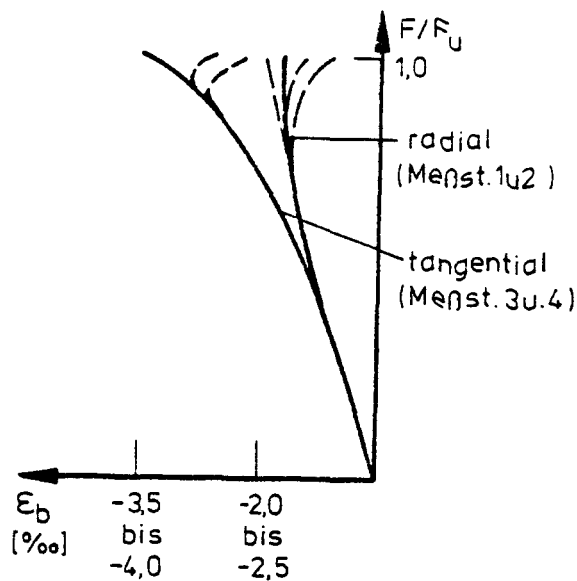


Bild 18: Betonstauchungen an der Bauteiloberfläche

Der Anstieg der Kurven nimmt anfangs kontinuierlich zu. Ab  $F/F_u \approx 0,5$  trennen sich dann die Kurven der radialen und der tangentialen Stauchungen. Die tangentialen Stauchungen nehmen weiter in der gleichen Weise zu; nur in wenigen Fällen fallen sie ab  $F/F_u \approx 0,9$  wieder geringfügig ab. Die radialen Stauchungen dagegen nehmen bei fortschreitender Belastung nur noch schwächer zu; bis zum Bruch geht der Zuwachs fast auf Null herunter, oder die Kurven beginnen sogar bereits wieder abzufallen.

Läßt man die abfallenden Tendenzen nahe der Bruchlast außer acht, so enden die Kurven aller Versuche bei  $\epsilon_b = - 3,5$  bis  $- 4,0$  ‰ bzw. bei  $\epsilon_b = - 2,0$  bis  $- 2,5$  ‰.

## (2) Im Bauteilinneren am Stützenanschnitt (Bild A 25)

Die Meßkurven steigen - vom Schwellbereich des Versuches V 8 abgesehen - fast ausnahmslos bis zum Bruch kontinuierlich überlinear an. Die größten Stauchungen wurden unter  $45^\circ$  Neigung gemessen (bis zum Bruch ca.  $-4$  bis  $- 8$  ‰). Die horizontalen und vertikalen Stauchungen erreichen nur größenordnungsmäßig halb so große Werte.

Auffällig ist, daß für die drei unter 45° Neigung angeordneten Meßstellen in allen acht Versuchen die stärksten Stauchungen an den Meßstellen 4 und 3, d. h. in Richtung der Diagonalen und der x-Hauptrichtung ("D" und " $H_x$ " nach Bild 16) gemessen wurden. Meßstelle 5 (y-Hauptrichtung, Spannglieder unten liegend und Betonstahl außen liegend) zeigte stets die geringsten Stauchungen.

Des weiteren ist die Tendenz zu erkennen, daß bei den Versuchen mit höheren Bruchlasten bzw. mit höherer Vorspannung unter betragsmäßig gleichen Lasten (z.B.  $F = 300 \text{ kN}$ ) geringere, kurz vor dem Erreichen des Bruches ( $F/F_u \approx 1,0$ ) jedoch höhere Stauchungen vorlagen als bei den Versuchen mit geringeren Bruchlasten bzw. geringerer Vorspannung.

Bei der Beurteilung der Meßergebnisse ist zu beachten, daß aus meßtechnischen Gründen Meßstreifenträger von 50 mm Länge (davon 30 mm Meßgitterlänge) und 15 mm Breite (Breite  $\approx$  Tiefe von der Bauteiloberfläche ins Bauteil hinein) verwendet werden mußten. Angesichts der Plattendicke von nur 150 mm ist anzunehmen, daß die örtlichen, nicht erfaßbaren Extremwerte der Stauchungen (direkt an der einspringenden Kante zwischen Platte und Stütze) wesentlich höher waren als die gemessenen Mittelwerte der Meßträgerstauchung. Des weiteren ist zu vermuten, daß die höheren gemessenen Stauchungen bei größerer Vorspannung weitgehend ihre Ursache in der größeren Druckzonenhöhe haben (vergl. 7.4.5 (2), Stauchung der Biegedruckbewehrung) und daß die Randstauchungen deshalb in den Versuchen nicht systematisch unterschiedlich, sondern annähernd gleich groß waren.

### (3) Im Bauteilinneren senkrecht zur erwarteten Durchstanzkegeloberfläche (Bild A 26)

Die Kurven lassen erkennen, daß die Meßstreifen nur in einigen Fällen die sehr unregelmäßig verlaufenden Flächen innerer Risse kreuzten. Vermutlich haben sich jedoch in allen Versuchen be-

reits ab etwa  $F/F_u = 0,6$  im Plattenmittelpunkt Risse in der Ebene des späteren Bruchrisses oder parallel dazu gebildet, jedoch erst kurz vor dem Bruch Verbindung zu einem von der Zugseite her entwickelten schrägen Biegezugriß fanden.

## 8. Auswertung

### 8.1 Allgemeines

Das vorliegende Forschungsvorhaben beinhaltet dem Antrage nach nur die Versuchsdurchführung und die Berichterstattung über Versuchsergebnisse. Weitergehende theoretische Auswertungen, Literaturstudium und Vergleich der erzielten Versuchsergebnisse mit fremden Arbeiten sowie die Erarbeitung von Bemessungsvorschlägen und konstruktiven Empfehlungen sind hier nicht vertretbar. Diesbezüglich wird auf die zeitgleich erstellte Arbeit der Verfasser /5/ verwiesen; nachfolgend werden jedoch zur besseren Übersicht einige wesentliche Auswertungsergebnisse dargestellt, die auf die durchgeführten Versuche Bezug nehmen; weitere Einzelheiten können aus /5/ entnommen werden.

### 8.2 Tragverhalten, Bruchmechanismus

#### 8.2.1 Beanspruchungen am Stützenanschluß vor dem Bruch

Die Beton- und Stahldehnungsmessungen lassen vermuten, daß die Neigung der schräg aus der Platte in die Stütze einmündenden Betondruckkräfte mit zunehmender Belastung ansteigt und bis zum Bruch annähernd einen Neigungswinkel von ca.  $30^\circ$  erreicht, der dem üblicherweise angenommenen Bruchkegel entspricht. Die direkt an der einspringenden Kante zwischen Platte und Stützenanschluß anzutreffenden maximalen Betonstauchungen nehmen hierbei infolge fortschreitender Druckzoneneinschnürung stark überproportional zu.

Die Druckzoneneinschnürung ist nach dem Rißbildungsprozeß zu erwarten und aus den unterschiedlichen Stauchungen der beiden Lagen der Biegedruckbewehrung abzulesen (s. 7.4.5. (2) ).

Der Neigungsanstieg ist aus den Stauchungsmessungen am Stützenanschluß unter  $0^\circ$  und unter  $45^\circ$  Neigung abzuleiten. Die schräg gerichteten Stauchungen steigen sehr viel stärker an als die horizontalen Stauchungen (s. 7.4.6 (2) ). Der Neigungswinkel von  $30^\circ$  entspricht der Ebene des Bruchrisses und der parallel zu ihm gebildeten Risse (s. 7.1).

Vermutliche Ursache für die Neigungsänderung während des Lastanstiegs sind Umlagerungen von Plattenbiegemomenten aus dem gerissenen Plattenzentrum in die steiferen Plattenrandbereiche.

Die Umlagerung von Radial- in Tangentialmomente ist aus den in radialer Richtung gemessenen Krümmungen der Platte außerhalb des Durchstanzkegelbereiches erkennbar. Die Krümmungen, die ja den Radialmomenten entsprechen, nehmen nur anfangs lastproportional zu, sie erreichen bei ca.  $F/F_u = 0,8$  ein Maximum und werden dann trotz weiter zunehmender Last wieder geringer (s. 7.2.3 (3) ). Die Radialmomente steigen - anders als die Querkräfte - geringer als proportional zur Last an, so daß sich die Richtung der resultierenden Beanspruchung steiler stellt.

Die in Abschnitt 7.4.6 (1) beschriebenen Auffälligkeiten der Kurven der radialen Dehnungen an der Betonoberfläche (abfallende Tendenzen zum Bruch hin) rühren ebenfalls aus den genannten Momentenumlagerungen her. In der Literatur wird aus solchen Meßergebnissen verschiedentlich geschlossen, daß die Radialrichtung frühzeitig für die Lastabtragung ausfällt und daß deshalb allein die tangentialen Stauchungen des Betons um den Stützenanschluß eine für das Durchstanzen maßgebende Größe seien.

Die Schlußfolgerung erscheint aus folgenden Gründen nicht hinreichend gesichert: Zum Bruch hin abfallende Werte zeigen nur Dehnungsmessungen an der Bauteiloberfläche. Aus meßtechnischen Gründen können hier jedoch nur Stauchungen etwas außerhalb des

Stützenanschlusses gemessen werden. Messungen der horizontalen Stauchungen direkt am Rande des Stützenanschlusses sind nur im Bauteilinneren möglich (Stauchungsmessungen der äußeren Druckbewehrungslage und im Beton am Stützenanschluß unter  $0^\circ$  Neigung). Messungen dieser Art zeigen keine abfallenden Tendenzen zum Bruch hin (s. 7.4.5 (2) und 7.4.6 (2)). Die radialen Beanspruchungen in dem für das Durchstanzen entscheidenden Bereich zeigen folglich keinen Abfall, und die radiale Tragrichtung entzieht sich auch nicht der Lastabtragung. Festzustellen ist lediglich eine relative Abnahme der horizontalen, aus Biegung herrührenden Beanspruchungen und damit eine Neigungsänderung der resultierenden Beanspruchungen aus Biegung und Schub.

Die Rückläufigkeit der an der Oberfläche gemessenen Dehnungen wurde in fremden Versuchen auch bei Balken in der Nähe von anbetonierten Stützen (also bei Bauteilen ohne Momentenumlagerungsmöglichkeiten) beobachtet. Sie hat in diesen Fällen vermutlich ihre Ursache in der Ausmittigkeit, mit der die schräge Betondruckstrebe im Beton außerhalb des gerissenen Bereiches angreift (Bild 19). Bei Flachdecken spiegeln die abfallenden Tendenzen der Betonoberflächendehnung mithin zwei sich überlagernde Einflüsse wider: Die verminderte Zunahme der Momente infolge von Momentenumlagerungen und die Ausmittigkeit der Betondruckstrebenkraft.

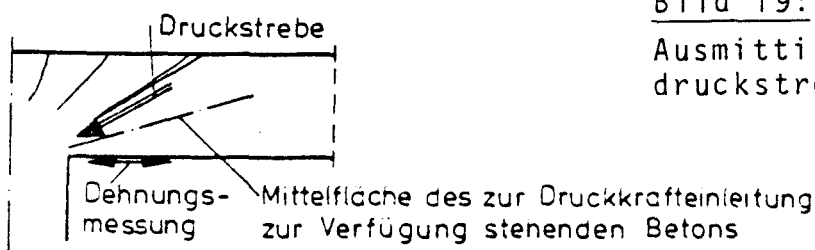


Bild 19:

Ausmittigkeit der Betondruckstrebe



### 8.2.2 Bruchvorgang

In /5/ wird die Auffassung vertreten, daß der Durchstanzbruch eintritt, wenn die Tragfähigkeit der schrägen Betondruckstreben erschöpft ist. Hierbei ist die Betonrandstauchung an der einspringenden Kante zwischen Stütze und Platte die maßgebende Größe. Diese Stauchung ist abhängig von den um den Stützenanschluß vorhandenen Beanspruchungen aus Biegung und Schub. Die Schubbeanspruchungen ergeben sich allein aus den Gleichgewichtsbedingungen, die Biegebeanspruchungen aus Gleichgewichtsbedingungen und dem Formänderungsverhalten der Gesamtplatte.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse widersprechen diesen Vorstellungen nicht:

- Die maximalen Beanspruchungen der Biegedruckzone um den Stützenanschluß sind bei allen Versuchen annähernd gleich groß.
- Bei höherer Plattensteifigkeit (erhöhte Vorspannung oder erhöhte Betonstahlbewehrung) sind für den Bruchzustand geringere Formänderungen festzustellen. Durch entsprechend vergrößerte Druckzonenhöhen können größere Druckstrebenkräfte und somit höhere Lasten aufgenommen werden.

### 8.3 Bruchlastberechnung

#### 8.3.1 Einfluß der Vorspannung auf die Tragfähigkeit

Vorspannung ohne Verbund hat hier zwei Wirkungen

##### (1) Plattenschnittgrößen (Biegung $m_{bv}$ , Querkraft $q_{bv}$ ):

Durch ausmittig oder schräg eingeleitete Ankerkräfte und durch Krümmungen der Spannglieder ("Umlenkkräfte") entstehen Krafteinwirkungen der Spannglieder auf die umgebende Stahlbetonplatte. Die Kraftwirkungen sind senkrecht zur Plattenmittelfläche gerichtet und erzeugen somit Plattenbiegemomente  $m_{bv}$  und -querkräfte  $q_{bv}$ .

Das Durchstanzen ist ein Bruch infolge kombinierter Beanspruchungen aus Biegung und Schub. Die Tragfähigkeit wird im allgemeinen allein durch die aufnehmbare Gesamtquerkraft  $Q$  eines Rundschnittes um die Stütze beschrieben. Der Biegemomenteneinfluß wird hierbei entweder durch die Abhängigkeit der aufnehmbaren Querkraft bzw. Schubspannung von der Plattenbiegetragfähigkeit oder von der Plattenschlankheit berücksichtigt; der Biegemomenteneinfluß kann auch näherungsweise unberücksichtigt bleiben, weil die Berechnungs- und Bemessungsmethode grundsätzlich bestimmte  $m/q$ -Verhältnisse bzw. bestimmte Lastbilder und Plattenschlankheiten voraussetzt.

Im allgemeinen wird durch geeignete Spanngliedanordnung erreicht, daß die Schnittgrößen aus Vorspannung im kritischen Rundschnitt um die Stütze annähernd solche  $m/q$ -Verhältnisse aufweisen wie die Schnittgrößen aus den äußeren Lasten. Aus diesem Grunde ist es zulässig, die gesamte günstige Wirkung der Umlenkkräfte bzw. der durch sie hervorgerufenen Schnittgrößen  $m_{bv}$  und  $q_{bv}$  allein durch eine entsprechende Erhöhung der aufnehmbaren Gesamtquerkraft zu beschreiben:

$$Q_u = Q_{u,zen} + Q_{bv} \quad (8.1)$$

Hierbei bedeuten:

- $Q_u$  = aufnehmbare Querkraft der vorgespannten Platte
- $Q_{u,zen}$  = aufnehmbare Querkraft einer zentrisch vorgespannten Platte (ohne Umlenkkrafteinwirkung)
- $Q_{bv}$  = Querkraft aus Vorspannung

$Q_{bv}$  ist am einfachsten als Vertikalkomponente der Spanngliedkräfte im Randschnitt um die Stütze zu ermitteln. Hierbei wird wenig verschenkt, wenn man nur die Spannkkräfte des unbelasteten Systems ansetzt und auf den geringen und schwer berechenbaren Spannungszuwachs bei Belastung bis zum Bruch verzichtet:

$$Q_{bv} = n \cdot F_{zm} \cdot \tan \gamma_{zm} \quad (8.2)$$

$n$  = Anzahl Schnittstellen Spannglied-Rundschnitt  
 $F_{zm}$  = mittlere Spanngliedkraft  
 $\gamma_{zm}$  = mittlerer Neigungswinkel der Spannglieder in den Schnittstellen

## (2) Scheibenschnittgrößen (Normalkraft $n_{bv}$ )

Als zweite Wirkung verbleibt der Einfluß der zentrischen Vorspannung, üblicherweise beschrieben durch die zentrische Pressung  $\sigma_{bv,N} = n_{bv}/d$ .

Während sich die Wirkung der Plattenschnittgrößen  $m_{bv}$  und  $q_{bv}$  am einfachsten durch eine rechnerische Verminderung der Schnittgrößen  $m$  und  $q$  aus äußeren Lasten beschreiben läßt, ist die Wirkung der zentrischen Pressung nur über eine Erhöhung der aufnehmbaren Schnittgrößen erfaßbar. Hierbei sind folgende Einflüsse auf die Beanspruchungen im kritischen Plattenbereich um die Stütze zu unterscheiden:

- A: Verminderte Krümmung und verminderte Druckzoneneinschnürung infolge geringerer Formänderungen bzw. infolge erhöhter Biegesteifigkeit in der gesamten Platte
- B: Verminderte Druckstrebenneigung infolge zusätzlicher horizontaler Druckkräfte im Querschnitt
- C: Erhöhte Stauchungen in der Druckzone infolge der zusätzlichen Druckkräfte

Es ist anzunehmen, daß der günstige Einfluß B und der ungünstige Einfluß C äußerst gering sind. Zum einen umlaufen die Normalkräfte aus Vorspannung den Stützenanschlußbereich weitgehend, denn dieser stark gerissene Plattenbereich ist nicht nur hinsichtlich Biegebeanspruchungen, sondern auch hinsichtlich

Normalkraftbeanspruchungen wesentlich weicher als die umgebenden Plattenbereiche. Zum anderen sind die Plattenstauchungen infolge der Normalkraft aus Vorspannung mindestens eine Größenordnung geringer als die beim Bruch in der Druckzone des kritischen Stützenanschlußbereiches auftretenden Stauchungen (vergleiche Meßergebnisse).

Maßgebend ist der Einfluß A, d. h. die Biegesteifigkeitserhöhung der Platte. Die Berechnung der über diese Wirkung erzielten Tragfähigkeitssteigerung bereitet insofern Schwierigkeiten, als die Formänderungen der Gesamtplatte interessieren und somit die Steifigkeitsänderungen unterschiedlich beanspruchter Plattenbereiche zu berücksichtigen sind. Am geeignetsten erscheint es, die Wirkung über eine gedachte Erhöhung der Biegezugbewehrung  $a_s$  um einen Betrag  $a_{vi}$  zu erfassen. Die Größe der ideellen Bewehrung  $a_{vi}$  ist aus Versuchsnachrechnungen zu bestimmen. Ein Ansatz dieser Art ist sinnvoll, da die Biegezugbewehrung weitgehend allein die Steifigkeit nicht vorgespannter Platten bestimmt und da sie auch in fast alle anerkannten Methoden zur Bestimmung von Durchstanzbruchlasten nicht vorgespannter Platten einfließt.

Die DIN 4227 gibt im Teil 1, Abschnitt 12.9 an:

$$\mu_{vi} = \frac{\sigma_{bv,N}}{\beta_S} \cdot 100 \quad (8.3)$$

mit

$\mu_{vi} = a_{vi}/h \cdot 100 = \text{ideeller Bewehrungsgrad in \%}$

$\sigma_{bv,N} = n_{bv}/d = \text{zentrische Pressung infolge Vorspannung}$   
( $\sigma_{bv,N}$  und  $n_{bv}$  werden mit positivem Vorzeichen angesetzt, obgleich sie Druckbeanspruchungen anzeigen)

$\beta_S = \text{Streckgrenze des Betonstahls}$

Versuchsnachrechnungen bestätigen die Eignung des Ansatzes (Abschnitt 8.4.1).

Nach Heft 320 des DAfStb /8/ liegt dem Ansatz der Gedanke zugrunde, für den Bruchzustand die Spannkraft  $z_v \approx \sigma_{bv,N} \cdot d$  (es wird kein Spannkraftzuwachs aus Lastdehnung angesetzt) durch eine ideelle Stahlzugkraft

$$z_{vi} = a_{vi} \cdot \beta_S = \mu_{vi}/100 \cdot h \cdot \beta_S$$

zu ersetzen. Mit  $d/h \approx 1,00$  erhält man Gl. (8.3).

Die Interpretation entspricht zwar der Berechnungsvorschrift, sie steht jedoch in zwei Punkten nicht mit dem beschriebenen Tragmechanismus im Einklang.

Erstens sind - da die Biegesteifigkeit maßgebend ist - nicht Kräfte, sondern Biegemomente einander gleichzusetzen; d. h. es sind die unterschiedlichen Hebelarme der zentrischen Vorspannung und der außenliegenden ideellen Bewehrung zu berücksichtigen. Zweitens ist - da die Formänderungen der Gesamtplatte interessieren - eine mittlere über den Stützenbereich wirksame Spannung des Betonstahls anzusetzen. Diese aber liegt weit unter der Streckgrenze  $\beta_S$ , welche - wenn überhaupt - nur in einem sehr kleinen Bereich um den Stützenanschluß erreicht wird.

Angemessener zur Interpretation ist folgende Vorstellung: Die maßgebende mittlere Stahlspannung beträgt bei Annäherung an den Versagenszustand ca.  $\beta_S/2$ , und die auf die Druckzone bezogenen Hebelarme von zentrischer Vorspannung und Stahlzugkraft verhalten sich wie 1 : 2. Bildet man nun das Momentengleichgewicht, so heben sich die beiden Faktoren 1/2 auf, und man erhält mit  $d/h \approx 1,00$  ebenfalls den Ansatz der DIN.

Diese Interpretation entspricht mit vereinfachenden Annahmen dem mechanischen Hintergrund. Sie ist nicht als befriedigende theoretische Begründung für den DIN-Ansatz aufzufassen, sondern lediglich als Plausibilitätserklärung. Seine Bestätigung erfährt der DIN-Ansatz durch Versuchsnachrechnungen.

### 8.3.2 Berechnungsverfahren, Versuchsnachrechnungen

Nach den vorangegangenen Ausführungen läßt sich die Tragfähigkeit einer ohne Verbund vorgespannten Platte über die aufnehmbare Gesamtquerkraft  $Q_u$  im Rundschnitt um die Stütze angeben als

$$Q_u = Q_{uo}(\mu_i) + Q_{bv} \quad (8.4)$$

$Q_{bv}$  ist die Querkraft aus Vorspannung nach Gl. (8.2).  $Q_{uo}(\mu_i)$  ist die aufnehmbare Querkraft einer vergleichbaren, nicht vorgespannten Platte mit der Biegezugbewehrung

$$\mu_i = \mu_s + \mu_{vi} \quad (8.5)$$

d. h. mit einer gedanklich um  $\mu_{vi}$  nach Gl. (8.3) erhöhten Biegezugbewehrung  $\mu_s$ .

Da in den durchgeführten Versuchen keine Plattenbelastung innerhalb des maßgebenden Rundschnittes eingeleitet wurde, dürfen für Versuchsnachrechnungen Querkraft  $Q$  und Gesamtlast  $F$  gleichgesetzt werden:

$$F_u = F_{uo}(\mu_i) + Q_{bv} \quad (8.6)$$

Die zulässige äußere Last ("g + p") ergibt sich aus  $F_u$  durch Division durch einen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_{g+p}$

$$\begin{aligned} \text{zul } F &= F_{uo}(\mu_i) / \gamma_{g+p} + Q_{bv} / \gamma_{g+p} \\ &= \text{zul } F_o(\mu_i) + Q_{bv} / \gamma_{g+p} \end{aligned} \quad (8.7)$$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Versuch					Einflüsse		$\gamma = F_{u,Versuch}/zul F$								
Serie	Bez.	$\mu_s$ [%]	$\sigma_{bvN}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$Q_{bv}$ [kN]	$\frac{\mu_i}{\mu_s}$	$\frac{Q_{bv}}{F_u}$	zul $F_0$ nach:	DIN 1045			"G 3"			"G 2"	
							$\gamma_{g+p}$ :	1,00	1,75	2,50	1,00	1,75	2,50	(2,50)	
I	V 1	0,62	1,70	79	1,58	0,18		1,98	2,32	2,49	1,78	2,05	2,19	2,33	
	V 2	0,90	1,66	77	1,40	0,15		2,13	2,45	2,61	1,95	2,22	2,35	2,43	
	V 3	0,62	3,09	143	2,06	0,25		1,78	2,20	2,43	1,68	2,04	2,24	2,30	
	V 4	-	3,07	142	$\infty$	0,30		1,81	2,34	2,66	1,59	1,99	2,21	2,42	
	V 5	0,90	-	-	1,00	-		2,40	2,40	2,40	2,01	2,01	2,01	2,22	
II	V 6	0,62	1,77	0	1,61	0		2,66	2,66	2,66	2,25	2,25	2,25	2,42	
	V 7			82	1,61	0,17		2,11	2,49	2,70	1,89	2,20	2,35	2,50	
	V 8			82	1,61	0,16		2,19	2,57	2,77	1,98	2,29	2,44	2,60	
Mittelwert $\gamma_m$ :								2,13	2,43	2,59	1,89	2,13	2,25	2,40	
Variationskoeffizient v:								0,129	0,056	0,047	0,104	0,053	0,054	0,047	

Tabelle 2: Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen

$\gamma = F_{u,Versuch} / \text{zul } F$  = Sicherheitsabstand Bruchlast/Gebrauchslast  
 $F_{u,Versuch}$  = im Versuch gemessene Bruchlast nach Tab. A1  
 $\text{zul } F$  = zulässige Last nach Gl. (8.7) =  $\text{zul } F_0(\mu_i) + Q_{bv} / \gamma_{g+p}$

Für Versuchsnachrechnungen wurden zul  $F_o$ ,  $Q_{bv}$  und  $\gamma_{g+p}$  wie folgt angenommen:

- Die zulässige Last zul  $F_o$  nicht vorgespannter Platten wurde nach 3 Ansätzen berechnet:

(1) DIN 1045:

$$\begin{aligned} \text{zul } F_o &= A_\tau \cdot \text{zul } \tau \\ A_\tau &= \pi \cdot (d_{st} + h) \cdot h \\ \text{zul } \tau &\approx 0,052 \cdot (1 + \beta_s/500) \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[3]{\beta_w^2} \end{aligned}$$

(2) Änderungsvorschlag "G 3" aus /5/:

wie (1), jedoch mit

$$\text{zul } \tau = 0,23 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[3]{\beta_c} \quad (\text{mit } \beta_c = 0,85 \cdot \beta_w)$$

(3) Änderungsvorschlag "G2" aus /5/:

$$\begin{aligned} \text{zul } F_o &= F_{uo}/\gamma \\ F_{uo} &= 4,75 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_c} \cdot h^2 \cdot f_o \\ f_o &= (0,65 + 9,4 \cdot \frac{d_{st}}{\ell}) - (2,2 + 70 \cdot \frac{d_{st}}{\ell}) \cdot \frac{h}{\ell} \\ &\quad \text{mit } \ell = \text{Stützweite der Flachdecke} \\ \gamma &= 2,5 \end{aligned}$$

- Die Querkräfte  $Q_{bv}$  infolge Vorspannung sind entsprechend Gl. (8.2) ermittelt und in Tab. A1 angegeben.
- Der in Gl. (8.7) anzusetzende Sicherheitsbeiwert  $\gamma$  wurde wie folgt variiert:

(1)  $\gamma_{g+p} = 1,0$ : Gl. (8.7) beschreibt dann das derzeitige Nachweisverfahren der DIN 4227, in der der Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen als Gebrauchsspannungsnachweis durchgeführt wird und  $Q_{bv}$  deshalb unabgemindert zur Erhöhung der zulässigen Last angesetzt werden darf (vergl. auch Berechnungsbeispiel in /3/).



(2)  $\gamma_{g+p} = 1,75$ : Dieser Ansatz entspricht dem Änderungsvorschlag des Unterausschusses Durchstanzen im Normenausschuß DIN 1045 bzw. DIN 4227. Der Vorschlag basiert auf dem Sicherheitskonzept von DIN 1045, das für die Ermittlung rechnerischer Bruchlasten bei Biegung eine Erhöhung der äußeren Lasten um den Faktor 1,75 verlangt (vgl. Abschn. 3.1, S. 7).

(3)  $\gamma_{g+p} = 2,5$ : Dieser Ansatz verlangt konsequent den für nicht vorgespannte Platten im Mittel vorhandenen Sicherheitsabstand zwischen Gebrauchs- und Bruchlasten auch für vorgespannte Konstruktionen.

Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen sind in Tabelle 2 enthalten. Bewertet werden die Nachrechnungsergebnisse in den folgenden Abschnitten.

Für die Ansätze "G 2" und "G 3" nach /5/ wurden die Betonfestigkeiten mit  $\beta_C = \beta_{W150} \cdot 0,80$  umgerechnet.

## 8.4 Auswertung der Versuchsergebnisse einzelner Versuche

### 8.4.1 V 1 bis V 6 ( $\mu_s$ , $\sigma_{bv,N}$ und $Q_{bv}$ variiert)

Die festgestellten Sicherheiten in Tabelle 2 lassen folgende Schlüsse zu:

#### (1) Querkraft aus Vorspannung

Die gering streuenden und ausreichend hohen Sicherheiten der Spalten 10 und 11, 13 und 14 sowie 15 ( $\gamma_{g+p} = 1,75$  und 2,50) im Gegensatz zu den unbefriedigenden Werten der Spalten 9 und 11 ( $\gamma_{g+p} = 1,00$ ) bestätigen, daß den theoretischen Überlegungen nach in Gl. (8.7) für  $\gamma_{g+p}$  die gleichen Sicherheiten einzusetzen sind, wie sie für nicht vorgespannte Platten erreicht werden ( $\gamma_{g+p} = F_{u0}/\text{zul } F_0 > 1,75$ ).

Bibl. d. TU  
Braunschweig

Für die praktische Anwendung in der derzeitigen DIN 4227, die sich hinsichtlich des Durchstanzens auf DIN 1045 bezieht, reicht der aus der Biegebemessung entliehene Wert von  $\gamma_{g+p} = 1,75$  aus, wie die in Spalte 10 ermittelten Sicherheiten ausweisen. Wie erwähnt, ist eine entsprechende Änderung im Abschnitt 12.9 der DIN 4227, Teil I beabsichtigt; der Vorschlag geht auf die vorliegende Forschungsarbeit zurück. In dem als Gebrauchsspannungsnachweis geführten Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen soll künftig die günstig wirkende Querkraft aus Vorspannung  $Q_{bv}$  nicht mehr voll, sondern nur noch mit dem Betrag  $Q_{bv}/1,75$  angesetzt werden.

### (2) Zentrische Pressung aus Vorspannung

Die bereits unter (1) zitierten befriedigenden Nachrechnungsergebnisse bestätigen die Richtigkeit der zur Wirkung von  $\sigma_{bv,N}$  angestellten theoretischen Überlegungen, und sie zeigen auch, daß der Ansatz in DIN 4227 entsprechend Gl. (8.3) der Höhe nach sinnvoll gewählt ist.

### (3) Ansatz für $F_0$ für die ideelle nicht vorgespannte Platte (Bewehrungsgrad $\mu_j$ )

Alle drei verwendeten Ansätze führen bei Ansatz geeigneter  $\gamma_{g+p}$ -Werte auf ausreichende Sicherheiten und angemessen niedrige Streuungen. Die durch "G 2" oder "G 3" erreichbaren Verbesserungen des Nachweisverfahrens nach DIN 1045 kommen bei den hier ausgewerteten Versuchen - anders als bei den umfangreichen Versuchsnachrechnungen in /5/ - nicht durch entsprechend geringere Streuungen der Sicherheiten  $\gamma$  zum Ausdruck. Der Grund hierfür ist, daß die Verbesserungen im wesentlichen in zutreffenderen Ansätzen für die Betonfestigkeit und für die Plattenschlankheit begründet sind. Diese beiden Parameter wurden in den vorliegenden acht Versuchen jedoch nicht variiert, so daß sich ihr Einfluß nicht in den Streuungen der Nachrechnungsergebnisse niederschlagen kann.

#### 8.4.2 V 4 (ohne Betonstahlbewehrung)

Die stärkste Auffälligkeit in den Versuchsergebnissen zeigte der Versuch V 4 hinsichtlich der Rißentwicklung und des Bruchbildes (s. Abschnitt 7.1). Hinsichtlich der weiteren Versuchsergebnisse (s. Abschnitt 7.2) fiel der Versuch im wesentlichen nur durch betragsmäßig höhere Meßwerte bei qualitativ nicht ungewöhnlichen Verläufen auf.

Der Bruchvorgang hat sich vermutlich im Prinzip in der gleichen Weise abgespielt wie bei den restlichen Versuchen. Auch hier versagte die Betondruckzone um den Stützenanschluß. Wegen des Fehlens einer rißverteilenden Biegezugbewehrung konzentrierten sich die radialen Krümmungen jedoch allein auf einen fast senkrechten ringförmigen Riß in Verlängerung der Stützenaußenfläche. Die auch hier (s. Bild A 26) frühzeitig gebildeten inneren Risse (s. Abschnitt 7.4.6.(3)) fanden deshalb keine Verbindung zu schrägen Biegezugrissen und wurden erst beim Zulegen der Platte nach dem Bruch sichtbar (Bilder 14 und 15). Die Folge der andersartigen Rißbildung war vermutlich, daß die für das Durchstanzen wesentliche Druckzoneneinschnürung im Versuch V 4 fast allein von dem einen, fast senkrechten Riß ausging, während sie in den anderen Versuchen durch mehrere, zum Teil schräg verlaufende Risse bestimmt wurde.

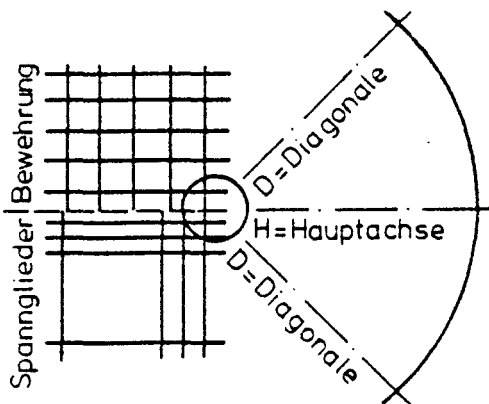
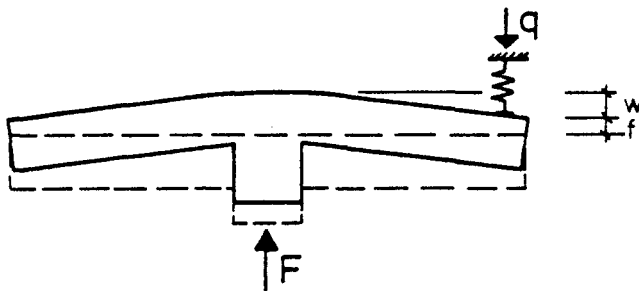
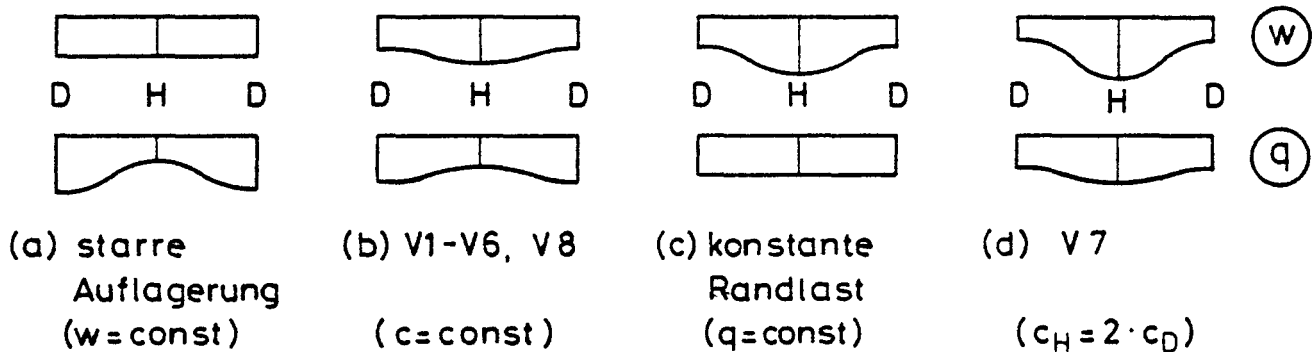
Für die prinzipielle Gleichartigkeit der Bruchmechanismen spricht auch, daß sich die Nachrechnungsergebnisse zu V 4 ohne Auffälligkeit in die Ergebnisse der anderen Versuche einpassen.

Wichtigstes Ergebnis des Versuches V 4 ist somit, daß unter dem Gesichtspunkt der ausreichenden Sicherheit gegen Durchstanzen keine Forderungen nach einem Mindestbewehrungsgrad der Betonstahlbewehrung erforderlich sind. Solche Forderungen sind allein im Hinblick auf die Gebrauchsfähigkeit notwendig (Durchbiegungs- und Rißbreitenbeschränkung).

#### 8.4.3 V 7 (Randlasteinleitung variiert)

Die für die acht Versuche gewählte Art der Randlasteinleitung ist im Abschnitt 4 besprochen worden. Nachfolgend wird die Wirkung unterschiedlicher Lasteinleitungsarten untersucht:

Bild 20 zeigt in Anlehnung an die Darstellungsart der Bilder A 27 und A 28 den qualitativen Verlauf der Randkräfte  $q$  und der Randverformungen  $w$  eines Platten Viertels.



(e) System:

$q$  = Randlast (Ersatz für Flachdeckenquerkraft)

$w$  = Randdurchbiegung (gegen Stützenanschluß)

$c$  = Federkonstante ( $q = c \cdot f$ )

$f$  = Federstauchung

**Bild 20:** Qualitativer Verlauf der Randlasten und -verformungen kreisförmiger Flachdeckenausschnitte (Darstellung für ein Plattenviertel)

Bei fast allen in der Literatur beschriebenen Versuchen an Flachdeckenausschnitten wurden die Versuchskörper am Rande starr gelagert. Damit waren als Randbedingung konstante Randdurchbiegungen vorgegeben ( $w = \text{const}$ ). Messungen der Randlasten waren im allgemeinen nicht möglich. Sie sind nur aus /6/ bekannt. In den Hauptachsen wurden dort auffällig geringere Kräfte gemessen als in den Diagonalen (Bild 20 a).

Konstante Randlasten ( $q = \text{const}$ ) sind nur aus Versuchen der EMPA (u.a. /7/) bekannt. Die Randdurchbiegungen wurden dort im allgemeinen nur in den Hauptachsen gemessen, und die Auswertungen beschränken sich auf Angaben der mittleren Randdurchbiegungen. Die vermutlichen Randverformungen bei konstanter Randlast mußten deshalb als Zwischenwerte der Verformungen nach Bild 20 b und 20 d abgeschätzt werden (Bild 20 c).

Um die Verhältnisse in einer vollständigen Flachdecke möglichst wirklichkeitsnah nachzubilden, wurde für die vorliegenden Versuche ein Kompromiß zwischen den Extremen ( $w = \text{const}$  oder  $q = \text{const}$ ) gewählt, indem die Plattenränder umlaufend gleich stark federnd gelagert wurden. Die hierbei gemessenen Randlasten und -verformungen sind qualitativ in Bild 20 b dargestellt.

Definiert man das Verhältnis  $q/w$  als Plattensteifigkeit der radialen Tragrichtung, so stellt man unerwarteterweise fest, daß diese Steifigkeit in den Hauptachsen (= Bewehrungsrichtungen) geringer ist als in den Diagonalen (= Winkelhalbierende zwischen den Bewehrungsrichtungen). Obgleich bekannt ist, daß die Steifigkeit gerissener Platten abnimmt, wenn Trag- und Bewehrungsrichtungen voneinander abweichen, sind in den Diagonalen die geringeren Verformungen bei höherer Kraftaufnahme festzustellen.

Die Ursache für dieses auf den ersten Blick erstaunliche Tragverhalten liegt darin, daß die Plattenverformung in stärkerem Maße durch Tangentialmomente  $m_t$  als durch Radialmomente  $m_r$

bestimmt wird. Überall in der Platte ist  $m_t > m_r$ . Dies spiegelt sich u.a. im Rißbild wider, das im äußeren Plattenbereich ausschließlich radiale Risse aufweist.

Die Steifigkeitsunterschiede in Abhängigkeit der Bewehrungsrichtung wirken sich wegen  $m_t > m_r$  primär auf die Verformungen in Ringrichtung aus. Konzentriert man gedanklich die erhöhten Tangential-Krümmungen der Diagonalenbereiche in einem Riß, so ergibt sich eine Verformungsfigur nach Bild 21.

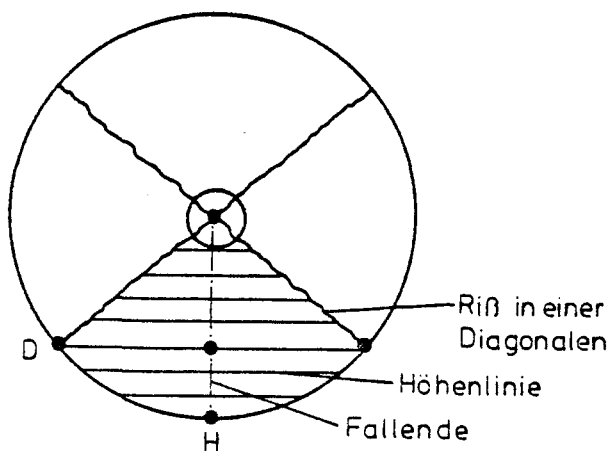


Bild 21:  
Verformung bei Rissen  
allein in den Diagonalen

Der Rand hat in den Hauptachsen (Punkt H) den Tiefpunkt, so daß in dieser Richtung auch die größten radialen Durchbiegungen vorliegen. Die Randverformungslinie entspricht qualitativ der des Bildes 20 b. Die im Bild 20 b ebenfalls angegebene Verteilung der Randlasten mit einem Minimum in den Hauptachsen entspricht der federnden Auflagerung. Je größer die Plattenverformung  $w$ , desto geringer die Federstauchung  $f$  (s. Bild 20 e:  $w + f = \text{const}$ ) und desto geringer die Randlast.

Auf die vollständige Flachdecke treffen die hier angestellten Überlegungen in gleicher Weise zu, wenn man die Randfederung durch die Steifigkeit der im Versuch weggelassenen Deckenbereiche ersetzt. Da diese Steifigkeit vermutlich nicht, wie für die Versuche angenommen, umlaufend konstant ist, ihr tatsächli-

cher Verlauf jedoch kaum berechenbar ist, wurde zur Absicherung der Versuchsergebnisse ein Zusatzversuch durchgeführt. Die Steifigkeitsverteilung in diesem Versuch V 7 wurde so gewählt, daß in den Hauptachsen größere Randlasten erzwungen wurden als in den Diagonalen. Die damit zwingend einhergehenden, sehr großen Durchbiegungserhöhungen in den Hauptachsen wurden in Kauf genommen (Kräfte und Verformungen s. Bild 20 d).

Die im Versuch V 7 festgestellte Tragfähigkeit (s.  $\delta$ -Werte in Tab. 2) lag über der der Vergleichsversuche der Serie I, insbesondere über der des direkten Vergleichsversuches V 1.

Der Versuch V 7 liefert somit folgendes Ergebnis:  
Die in den Versuchen V 1 bis V 6 gewählte Randauflagerung führt eher auf zu niedrige als auf zu hohe Tragfähigkeiten. Die Auswertungsergebnisse und Bemessungsvorschläge nach Abschnitt 8.4.1 liegen somit auf der sicheren Seite.

#### 8.4.4 V 8 (Schwellbelastung)

Die Art der im Versuch V 8 aufgetragenen Schwellbelastung ist im Abschnitt 6 beschrieben. Nachfolgend wird ihre Auswirkung untersucht. Direkter Vergleichsversuch ist hierbei der Grundversuch V 1, der sich von V 8 außer durch die Belastungsfolge nur durch geringfügig niedrigere Werte der Betonfestigkeit und Vorspannung unterscheidet.

Die Schwellbelastung im Gebrauchslastbereich führt offensichtlich zu zusätzlichen Verformungen und zu Steifigkeitsverlusten und damit zu erhöhten Verformungszunahmen bei weiterer Belastung nach dem Schwellen. Bild 22 verdeutlicht dies.

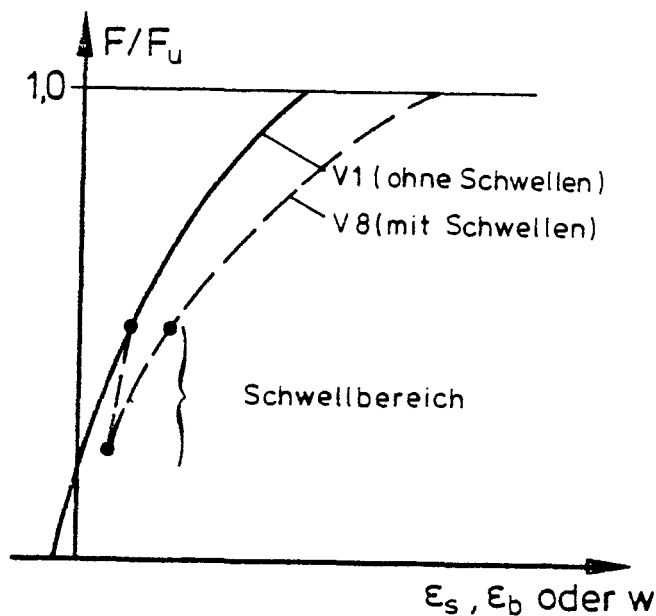


Bild 22:

qualitativer Verlauf von  
Dehnungen und Formänderungen  
in den Versuchen  
V 1 und V 8

Obgleich der kritische Druckbereich um den Stützenanschluß somit erhöhte Stauchungen erfuhr, kam es erst bei einer um ca. 15 % höheren Last zum Bruch. Selbst unter Beachtung der etwas unterschiedlichen Festigkeits- und Vorspannwerte liegt die Tragfähigkeitssteigerung noch bei ca. 11 %. Dies ist aus den  $\sigma$ -Werten der Tabelle 2 abzulesen.

Die Tragfähigkeitssteigerung von 11 % ist so hoch, daß auch unter Beachtung möglicher Streuungen der Versuchsergebnisse eine wesentliche Tragfähigkeitsminderung infolge einer Schwellbeanspruchung im Gebrauchslastbereich ausgeschlossen werden darf. Es ist zu vermuten, daß die Schwellbelastung durch entsprechende Zerstörungen im Mikrobereich zu einem Abbau innerer Zwängungen und zu einer gleichmäßigeren Spannungsaufnahme des Betons der kritischen Druckzone um den Stützenanschluß führt und dadurch eine frühe Einleitung des Bruches durch Versagen an Stellen örtlicher Beanspruchungsspitzen verhindert. Dies gilt allerdings nur, solange die Oberlast des Schwellbereiches den zulässigen Lastbereich bzw. die zulässigen Stahlspannungswerte nicht signifikant überschreitet (Trainierungseffekt).

Als Ergebnis des Versuches V 8 ist festzuhalten:  
Schwellbelastungen im Gebrauchslastbereich führen hinsichtlich der Durchstanzgefahr nicht zu Tragfähigkeitsminderungen. Die



aus Versuchen ohne Schwellbelastung abgeleiteten Bemessungsvorschläge nach Abschnitt 8.4.1 reichen aus.

## 9. Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht beschreibt die Planung, Durchführung und Auswertung von 8 Versuchen an Flachdeckenausschnitten, von denen 7 ohne Verbund vorgespannt waren. Untersucht wird die Tragfähigkeit hinsichtlich der Durchstanzgefahr.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse bestätigt im Prinzip die Brauchbarkeit der derzeitigen Nachweisverfahren zum Durchstanzen nach den Vorschriften DIN 1045 und DIN 4227. Lediglich die günstige Wirkung aus den Umlenkkräften sollte - entsprechend einem bereits vorliegenden Änderungsvorschlag des Normausschusses - künftig statt über die volle Querkraft aus Vorspannung  $Q_{bv}$  nur noch über die durch den Sicherheitsfaktor 1,75 geteilte Querkraft  $Q_{bv}/1,75$  berücksichtigt werden.

Die Eignung des Nachweisverfahrens ist für vorgespannte Platten auch für den Fall nachgewiesen, wenn das als Grundlage verwendete Nachweisverfahren für nicht vorgespannte Platten gem. DIN 1045 entsprechend den Vorschlägen eines zeitgleich von den Verfassern durchgeführten Forschungsvorhabens /5/ geändert werden sollte.

### Literaturverzeichnis

- /1/ Normenausschuß Bauwesen (NABau) DIN 4227 "Spannbeton", Teil 1 bis 6, Stand 31.12.1983.
- /2/ Normenausschuß Bauwesen (NABau) DIN 1045 "Beton- und Stahlbeton", Ausgabe Dezember 1978.
- /3/ Wölfel, E.  
Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund, Der Bauingenieur, Jg. 55, 1980, S. 185 - 195.
- /4/ Schütt, K.  
Vorspannung ohne Verbund - Ausführung der ersten nach DIN 4227 Teil 6 errichteten Bauwerke. Spannbeton in der BRD 1978 - 1982, Beitrag des Deutschen Betonvereins - Deutsche Gruppe der FIP - zum IX. FIP-Kongreß in Stockholm 1982, S. 201 - 209.
- /5/ Kordina, K. - Nölting, D.  
Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Konstruktionen aus bewehrtem Normal- und Leichtbeton mit und ohne Vorspannung.  
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig zu einem Forschungsvorhaben im Auftrage des Instituts für Bautechnik (Berlin)(Az.: IV/1-5-258/80), Berichtsfertigstellung voraussichtlich Oktober 1984.
- /6/ Müller, F.P. - Schäfers, U. - Schnitzke, K.  
Über das Tragverhalten des Stützenbereichs von Pilzdecken unter nicht rotationssymmetrischer Belastung.  
Forschungsbericht des Instituts für Beton und Stahlbeton der Universität Karlsruhe, 1978.
- /7/ Pralong, J. - Brändli, W. - Thürlimann, B.  
Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten.  
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-3, Birkhäuser-Verlag Basel, Dezember 1979.
- /8/ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton.  
Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton, Ausgabe Dezember 1979.  
Schriftenreihe des DAfStb, Heft 320, 1980.

Anhang:

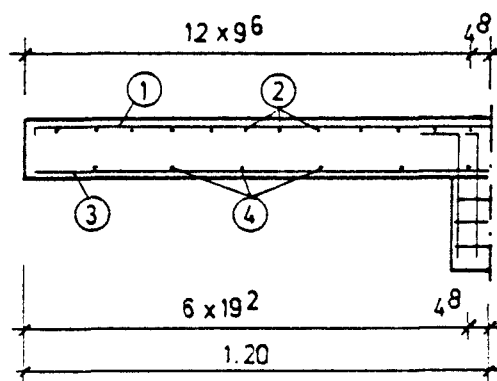
Versuchsdaten . . . . .	Tabelle A1
Versuchskörper, Meßeinrichtung . . . . .	Bild A 1 bis A 6
Riß- und Bruchbilder . . . . .	Bild A 7 bis A12
Last-Meßergebnis-Diagramme . . . . .	Bild A13 bis A26
Meßergebnisse entlang einzelner Meßlinien. . . . .	Bild A27 bis A36

Serie	I					II		
Versuch	V 1	V 2	V 3	V 4	V 5	V 6	V 7	V 8
<u>Beton (28 Tage):</u>								
Druckfestigkeit (150 x 150 x 150)	43	44	45	42	45	41	40	43
Druckfestigkeit ( $\emptyset$ 150, $\ell$ = 300)	35	39	39	36	38	35	35	37
Spaltzugfestigkeit ( $\emptyset$ 150, $\ell$ = 300)	3,08	2,83	2,82	2,92	3,03	2,75	3,16	2,69
Biegezugfestigkeit (150 x 150 x 700)	3,27	3,55	3,13	3,14	3,34	3,12	3,06	3,35
E-Modul bei $1/3 \sigma_{\text{Bruch}}$ ( $\emptyset$ 150, $\ell$ = 350)	22.800	24.600	23.900	23.000	23.700	23.400	23.500	23.300
<u>Beton (Versuch)</u>								
Alter in Tagen	26	27	24	30	28	22	28	38
Druckfestigkeit (150 x 150 x 150)	42	45	45	43	46	38	39	44
<u>Vorspannung</u>								
mittl. Spannglied- kraft $F_{zm}$ [kN]	61,4	59,7	111,2	110,6	-	63,9	63,9	63,9
Vertikalkomponente $Q_{bv}$ [kN]	79,0	76,8	143,0	142,3	-	0,0	82,2	82,2
mittlere Pressung $\sigma_{bv,N}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,70	1,66	3,09	3,07	-	1,77	1,77	1,77
<u>Bewehrung</u>								
mittl. Bewehrungsgrad $\mu_{sm}$ [%]	0,62	0,90	0,62	-	0,90	0,62	0,62	0,62
<u>Riß- u. Bruchlast</u>								
$F_{RiB}$ [kN]	140	150	225	225	65	105	165	120
$F_u$ [kN]	450	525	570	480	350	375	475	518
$F_{RiB}/F_u$ [-]	0,31	0,29	0,39	0,47	0,19	0,28	0,35	0,23

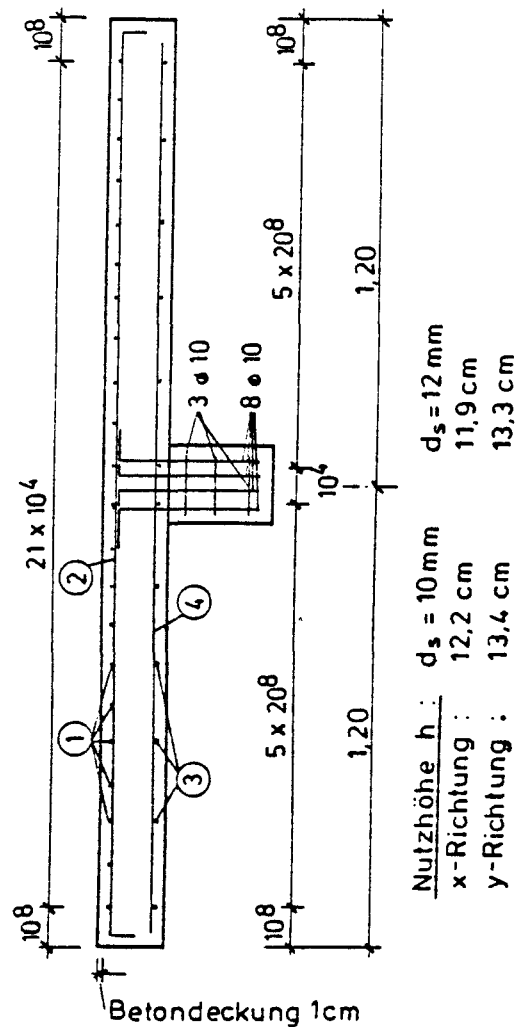
Tabelle A 1: Betonfestigkeiten (in N/mm<sup>2</sup>), Hauptwerte der Vorspannung und Betonstahlbewehrung, Riß- und Bruchlasten

- Spann- und Betonstahlfestigkeiten siehe Bilder A 1 und A 2
- Zur Ermittlung von  $F_{zm}$ ,  $Q_{bv}$  und  $\sigma_{bv,N}$  s. Abschnitt 3.5

Tabelle A 1:

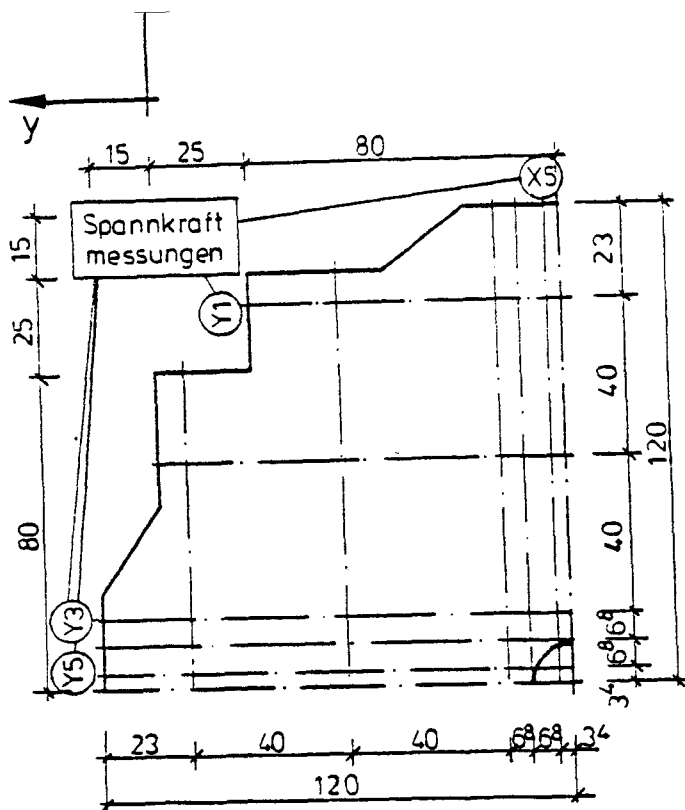


Güte	BSt 420/500 RK		
d <sub>S</sub> (mm)	8	10	12
β <sub>Q2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	511	473	455
β <sub>Z</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	607	546	516

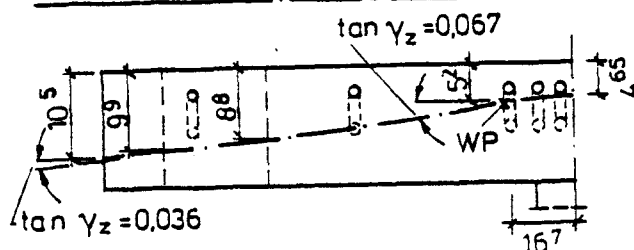


Versuch	Betonstahl $d_s$ (mm)	
	Zugbew.	Druckbew.
	① u. ②	③ u. ④
V1	10	8
V2	12	10
V3	10	8
V4	ohne Betonst.-bew.	
V5	12	10
V6	10	8
V7		
V8		

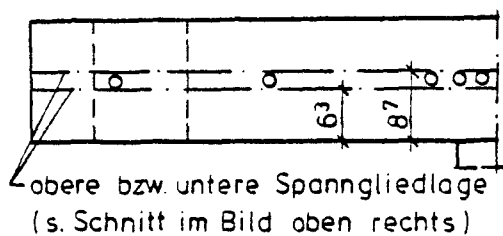
## 26/02/2014



Gekrümmte Spanngliedführung

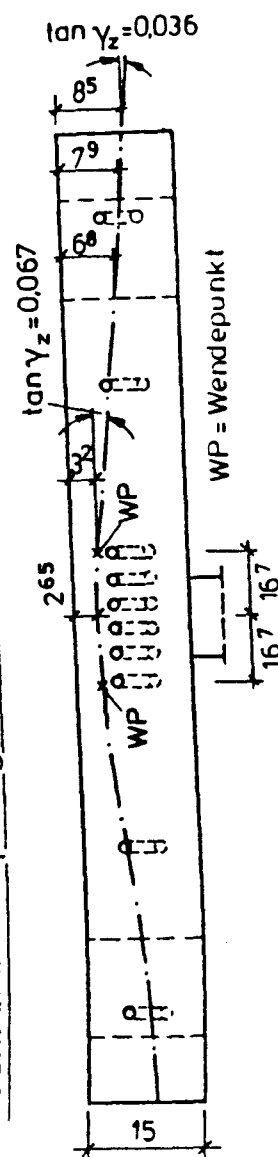


Gerade Spanngliedführung

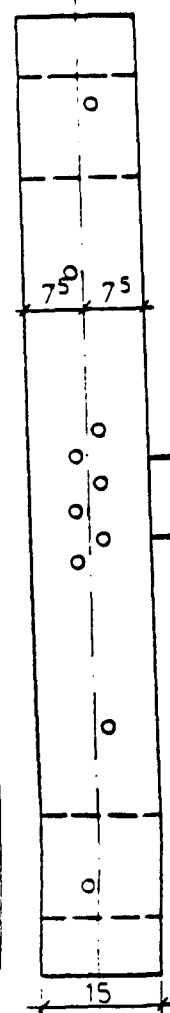


Güte	St 1570/1770	
Litzenbez.	3/8"	1/2"
A [mm²]	50,8	93,1
$\beta_{0,01}$ [N/mm²]	1680	1585
$\beta_{0,2}$ [N/mm²]	1893	1746
$\beta_z$ [N/mm²]	2000	1913
$E \cdot 10^{-5}$ [ " 1]	2,00	1,99

Gekrümmte Spanngliedführung (V1 + V4 und V7 + V8)



Gerade Spanngliedführung (V6)

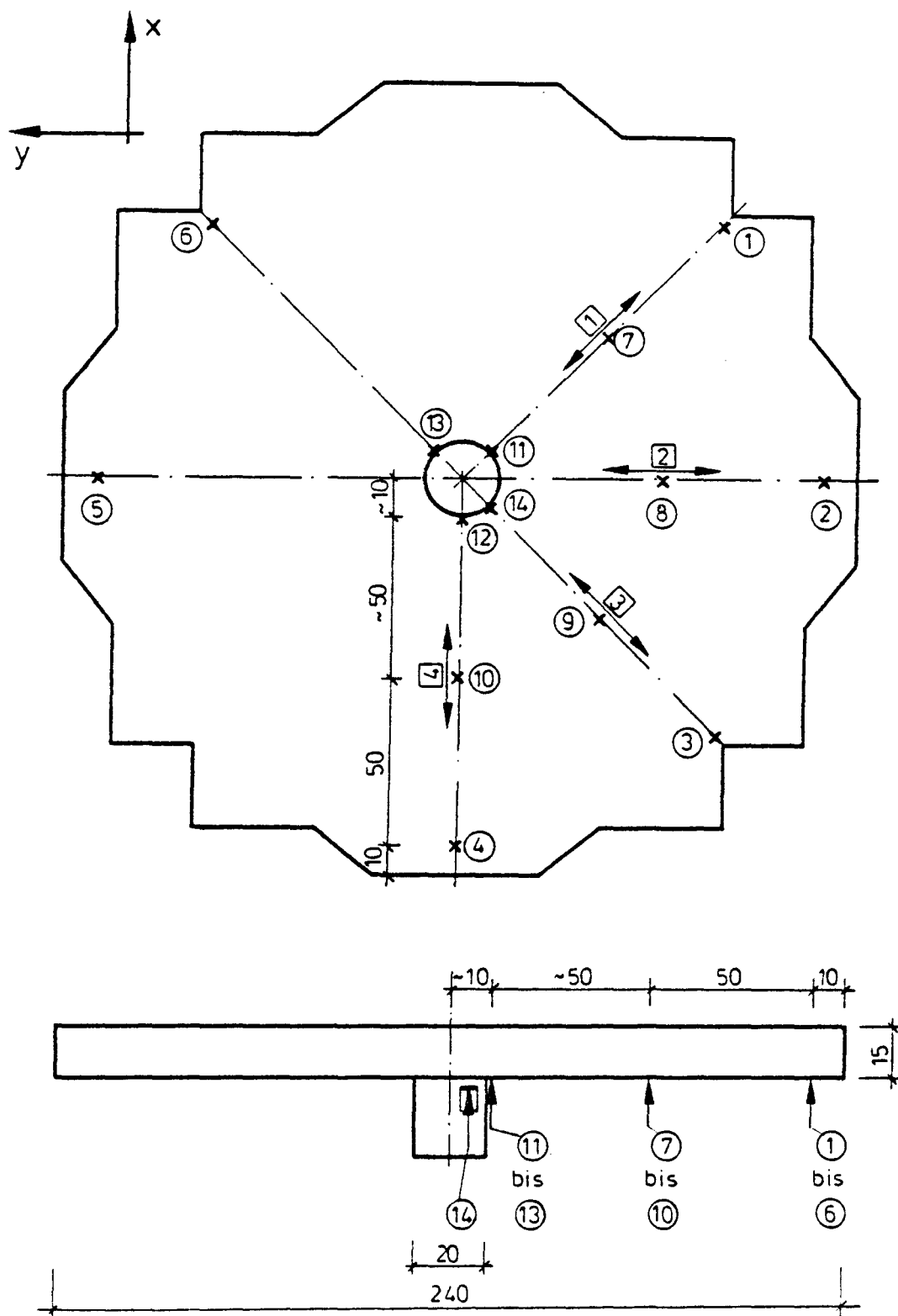


Versuch	Spannglieder	
	Litze	Verlauf
V1	3/8"	quadrat.
V2		
V3	1/2"	Parabel
V4		
V5	(ohne Vorspannung)	
V6	3/8"	gerade
V7		quadrat.
V8		Parabel

Spannglieder gefettet und mit Polyäthylen (PE) ummantelt

## Spannbewehrung

Bild A2

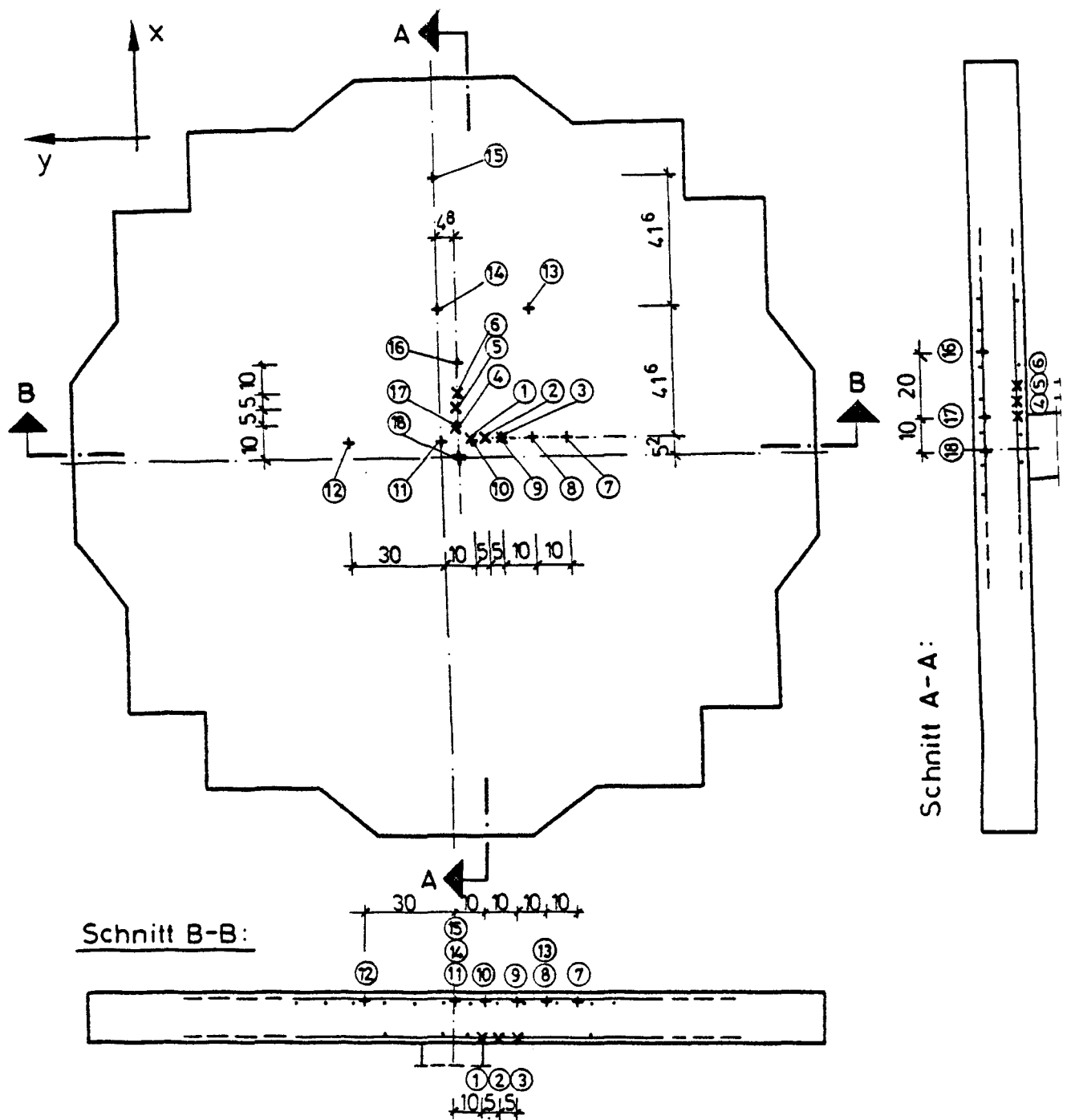


① bis ⑭ = induktive Wegaufnehmer

① bis ④ = Krümmungsmeßlinien

## Formänderungsmessungen

Bild A3



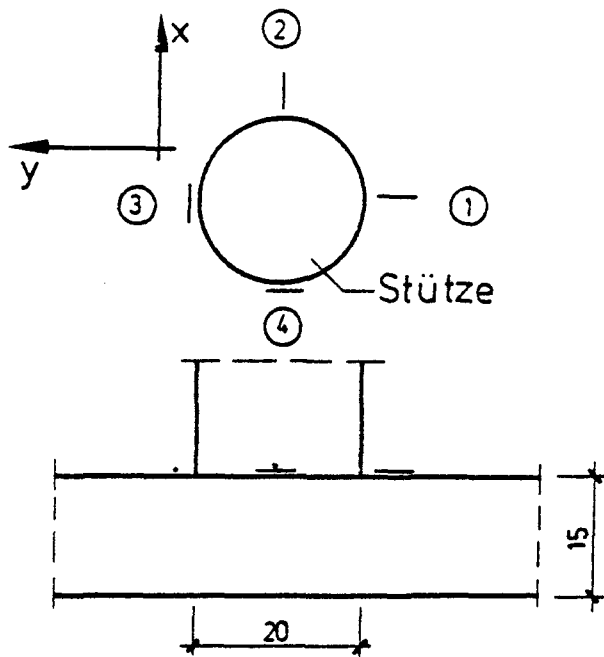
DMS Typ LY 11 6/120 (Fabr. Hottinger, Meßgitterlänge 6 mm)

+ ≙ Plattenoberseite (Biegezugbewehrung)

x ≙ Plattenunterseite (Biegedruckbewehrung)

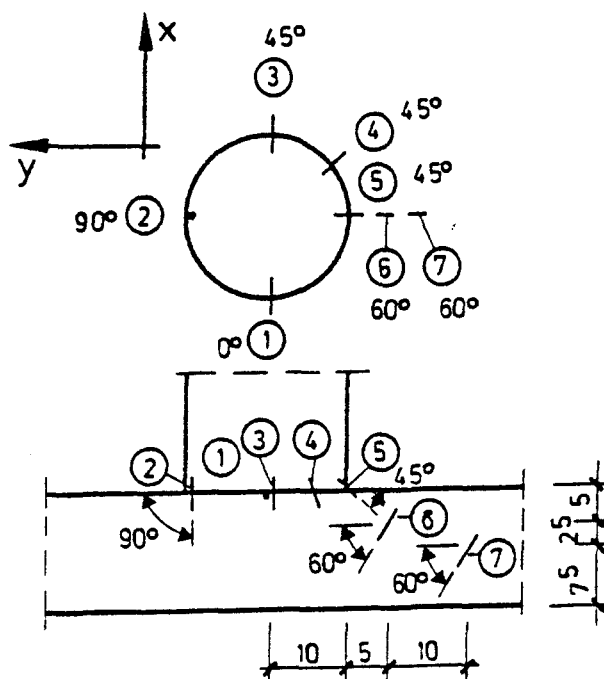
Dehnungsmessungen am Betonstahl





DMS Typ LP 21 60/120  
(Fabr. Hottinger,  
Meßgitterlänge 60 mm)

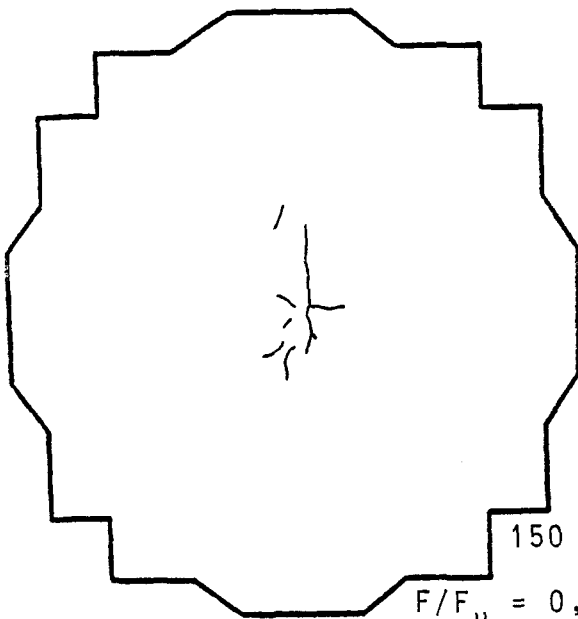
## Dehnungsmessungen an der Betonoberfläche



DMS Typ PMS 30  
(Fabr. Europavia,  
Meßgitterlänge 30 mm,  
DMS auf besandeten  
Kunstharzträgern von  
50 mm Länge und  
4 x 15 mm Querschnitt)

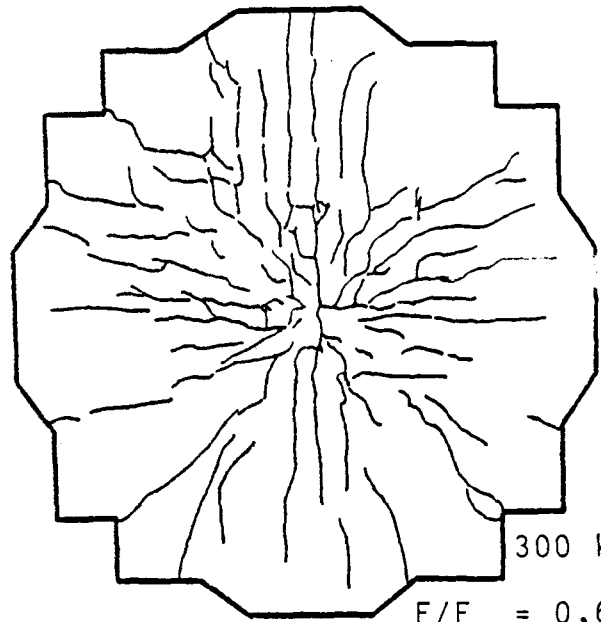
## Dehnungsmessungen im Betoninneren

Bild A5 und A6



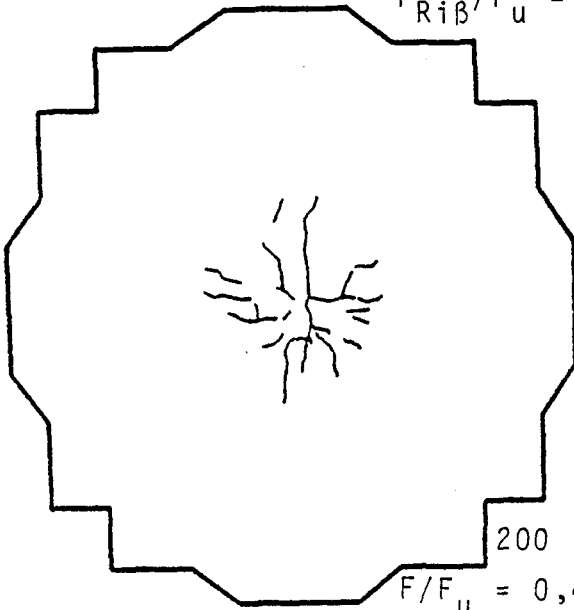
150 kN

$F/F_u = 0,33$   
(erste Risse ab 140 kN  
 $F_{Ri\beta}/F_u = 0,31$ )



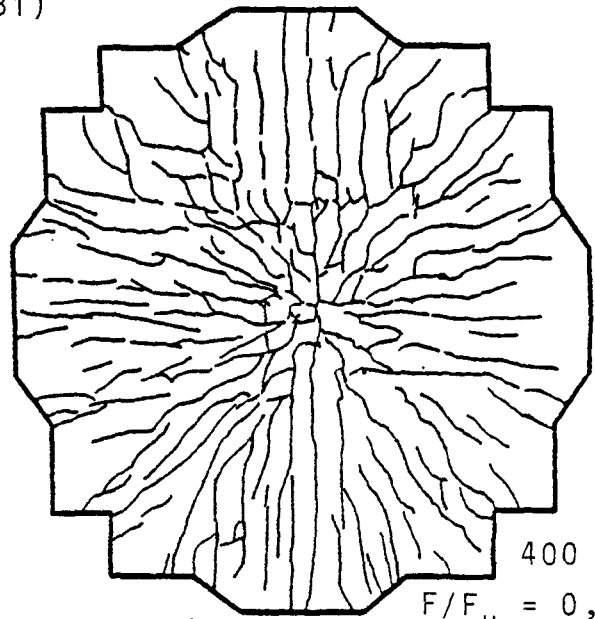
300 kN

$F/F_u = 0,67$



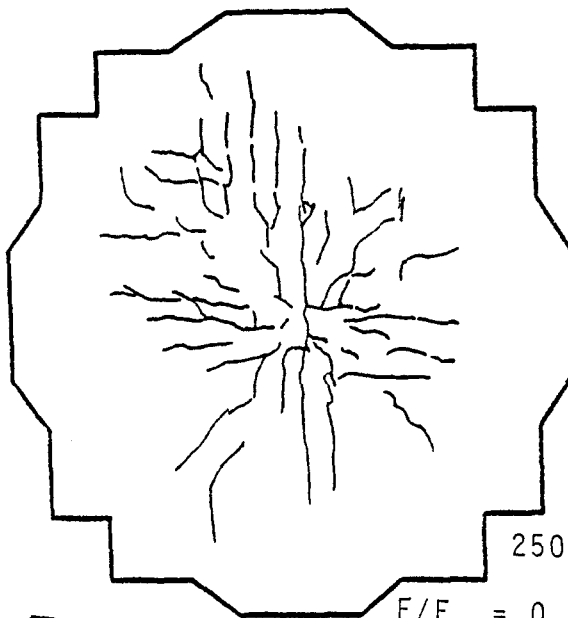
200 kN

$F/F_u = 0,44$



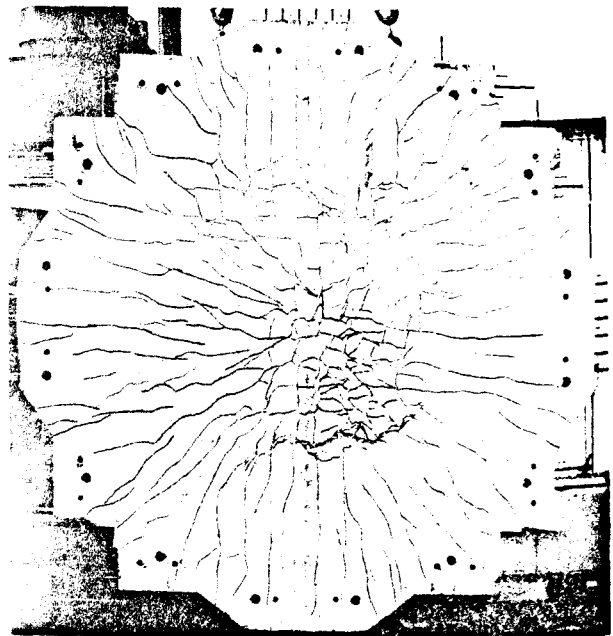
400 kN

$F/F_u = 0,89$

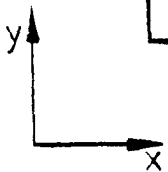


250 kN

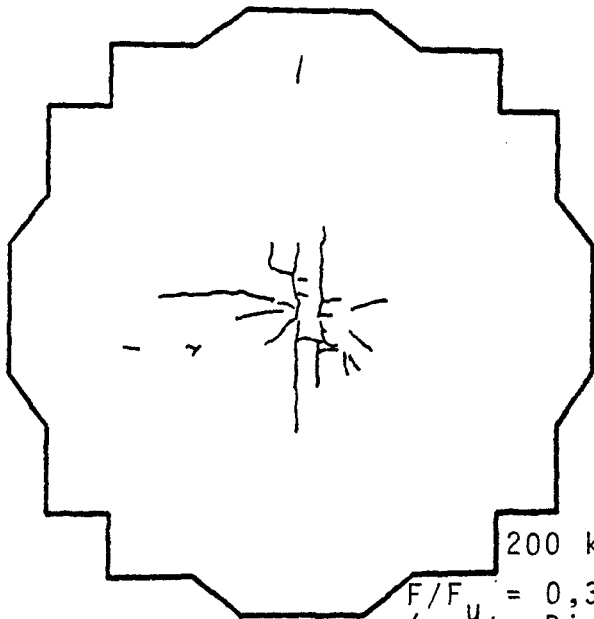
$F/F_u = 0,56$



450 kN, Bruch



Rißbilder V1 (Grundversuch)

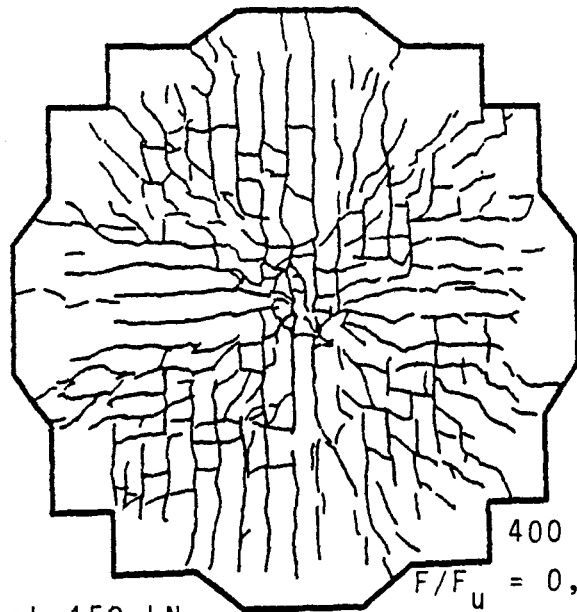


200 kN

$$F/F_u = 0,38$$

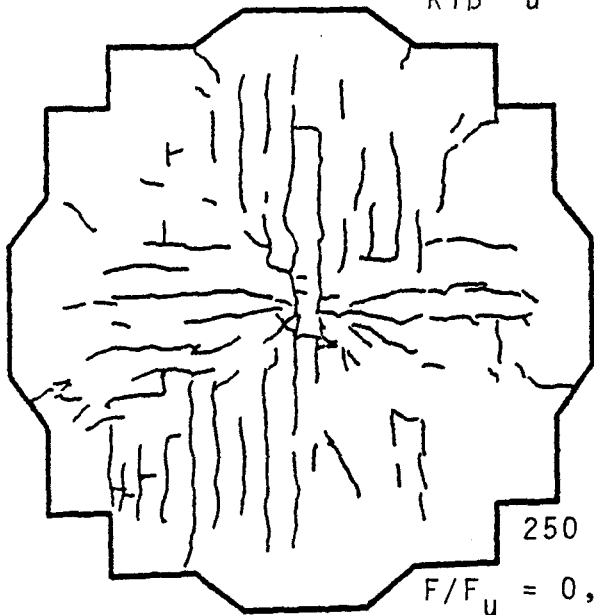
(erste Risse ab 150 kN,

$$F_{RiB}/F_u = 0,29)$$



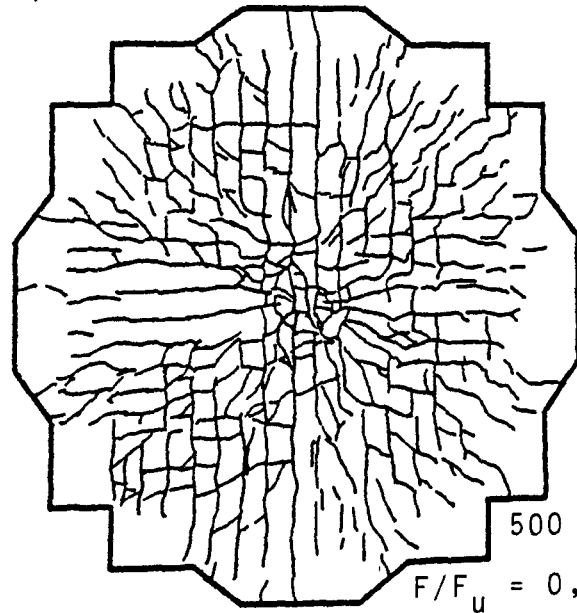
400 kN

$$F/F_u = 0,76$$



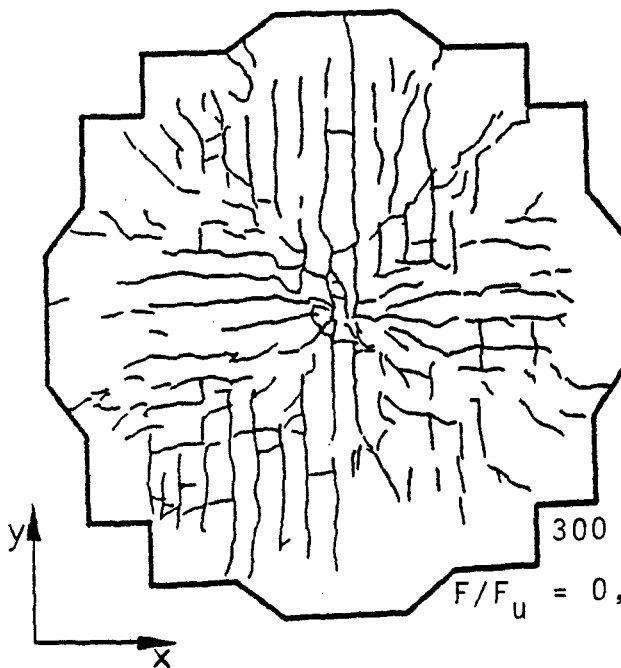
250 kN

$$F/F_u = 0,48$$



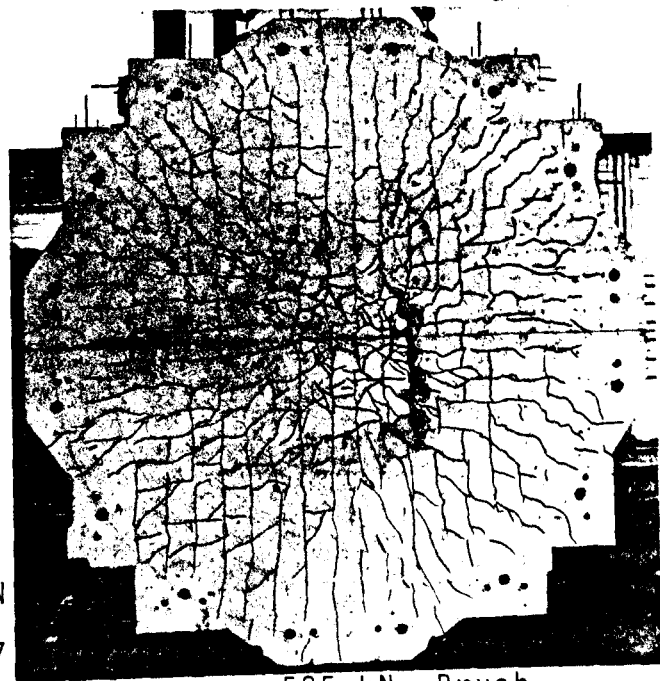
500 kN

$$F/F_u = 0,95$$



300 kN

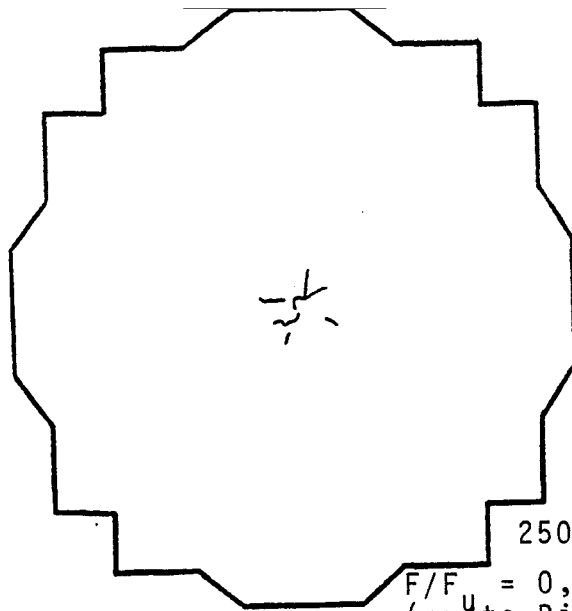
$$F/F_u = 0,57$$



525 kN, Bruch

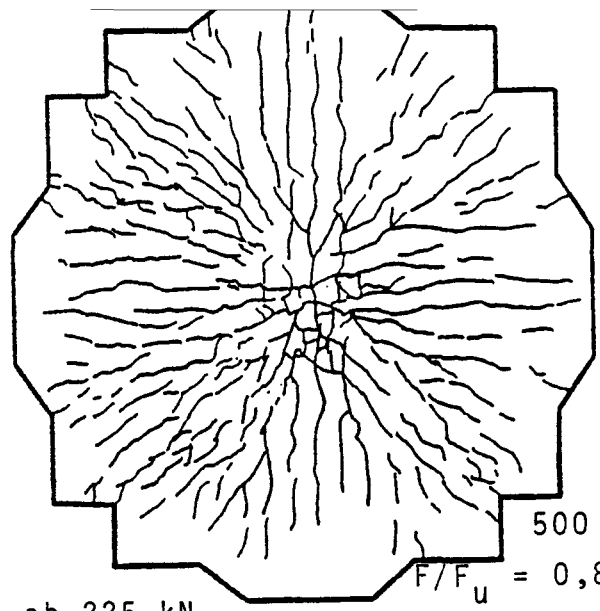
Rißbilder V2 ( $\mu_s$  erhöht)

Bild A8



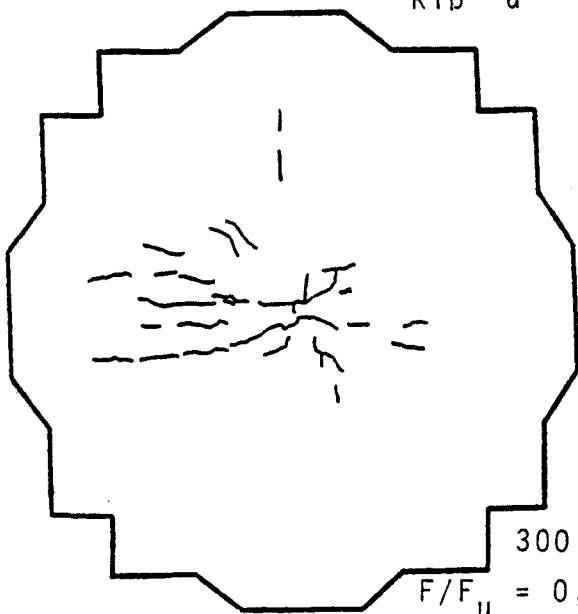
250 kN

$F/F_u = 0,43$   
(erste Risse ab 225 kN,  
 $F_{Ri\beta}/F_u = 0,39$ )



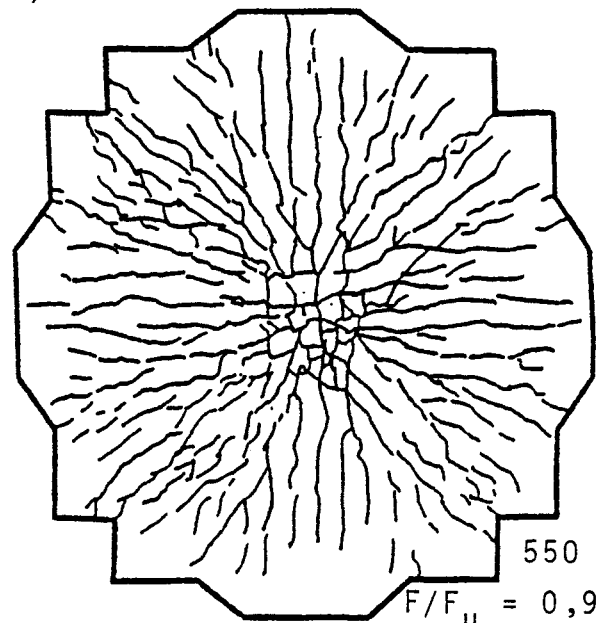
500 kN

$F/F_u = 0,87$



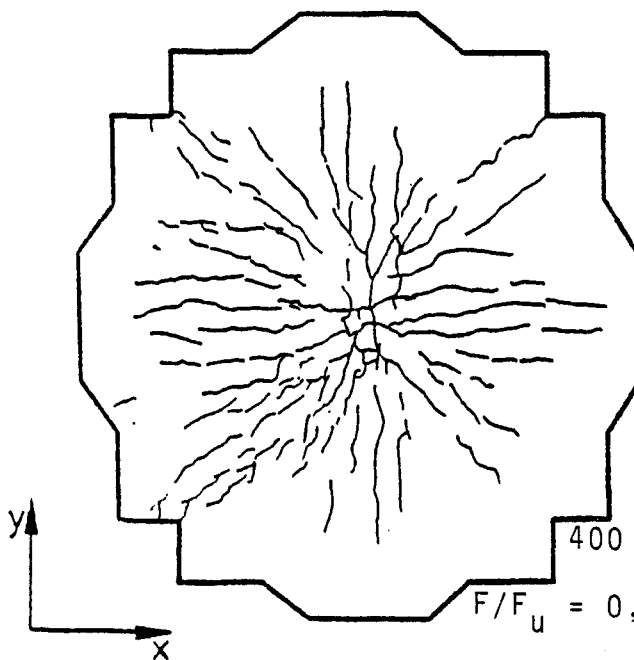
300 kN

$F/F_u = 0,52$



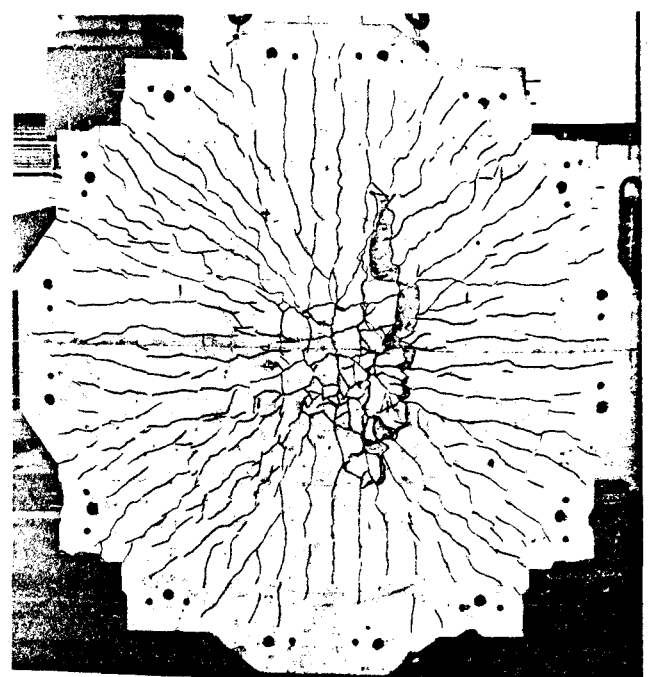
550 kN

$F/F_u = 0,96$



400 kN

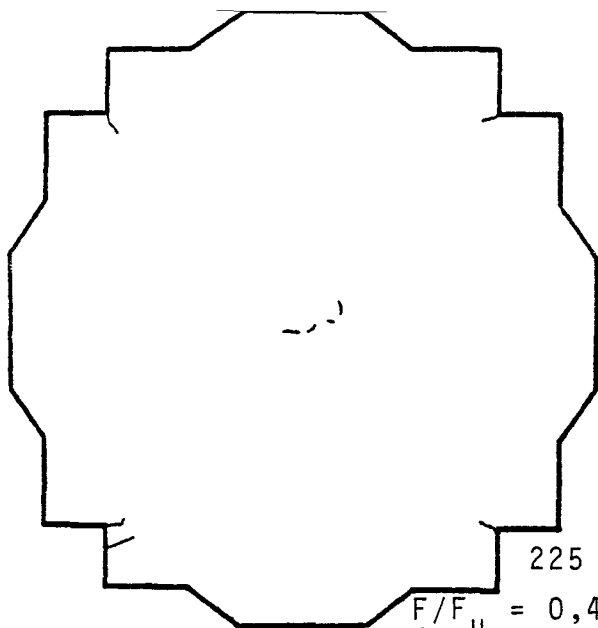
$F/F_u = 0,70$



570 kN, Bruch

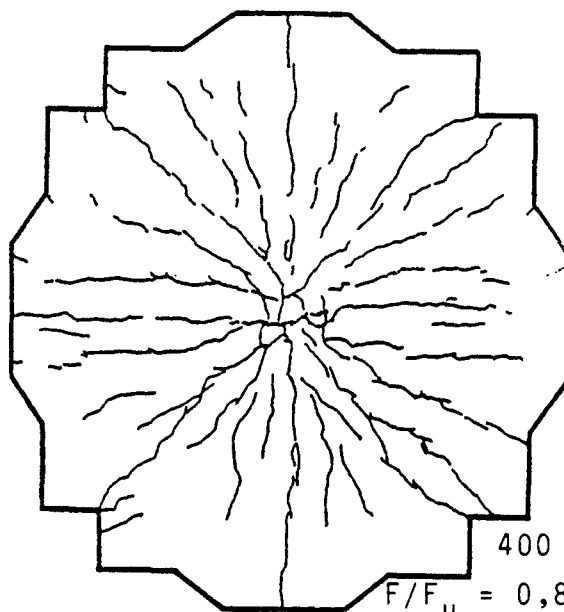
Rißbilder V3 ( $\mu_z$  erhöht)

Bild A9



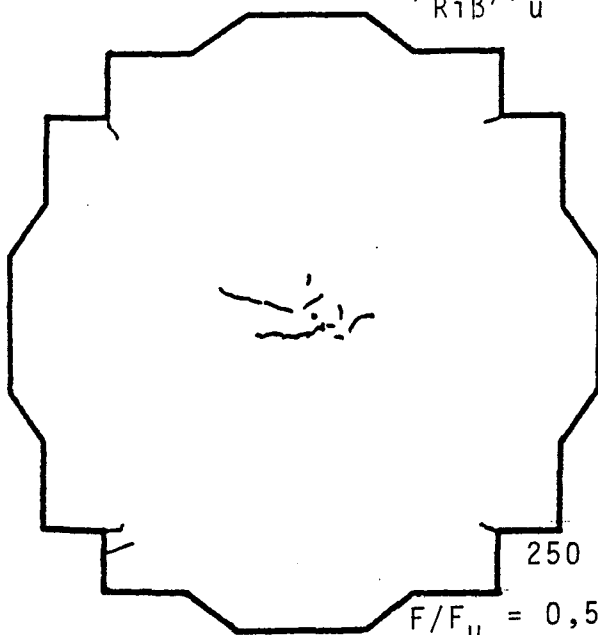
225 kN

$F/F_u = 0,47$   
(erste Risse ab 225 kN,  
 $F_{Ri\beta}/F_u = 0,47$ )



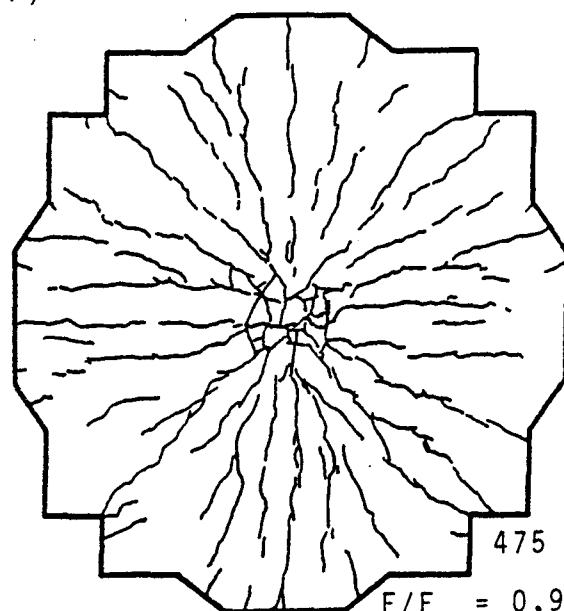
400 kN

$F/F_u = 0,83$



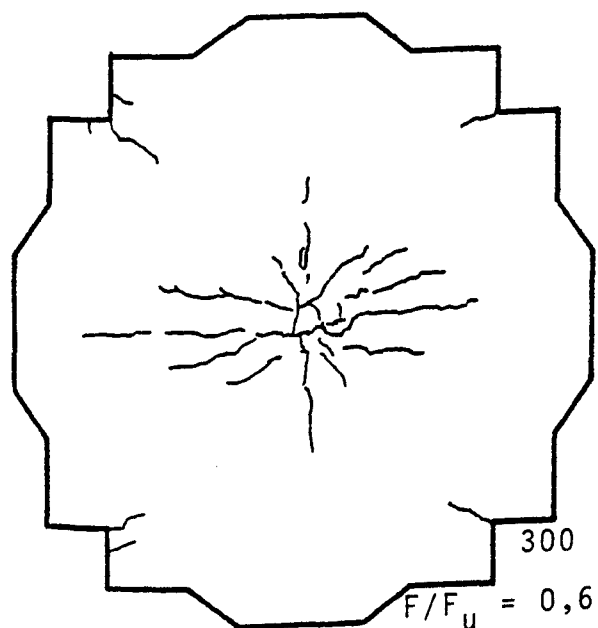
250 kN

$F/F_u = 0,52$



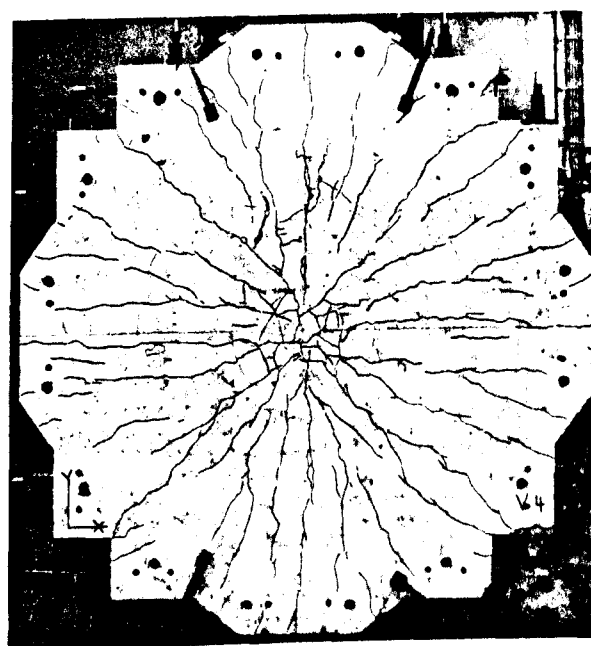
475 kN

$F/F_u = 0,99$



300 kN

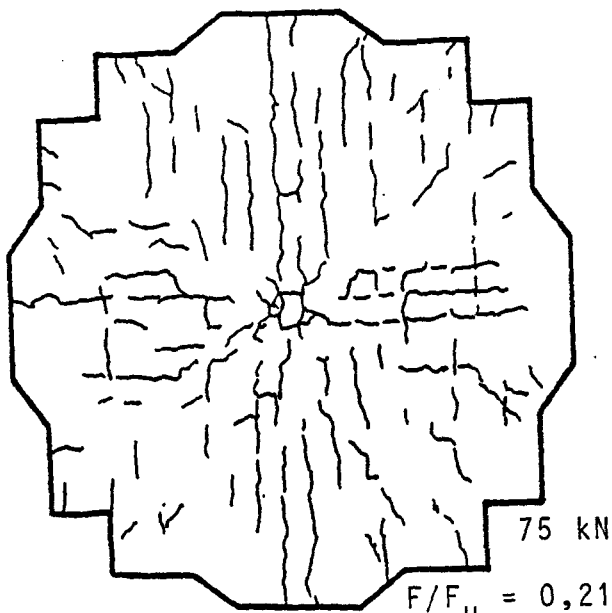
$F/F_u = 0,63$



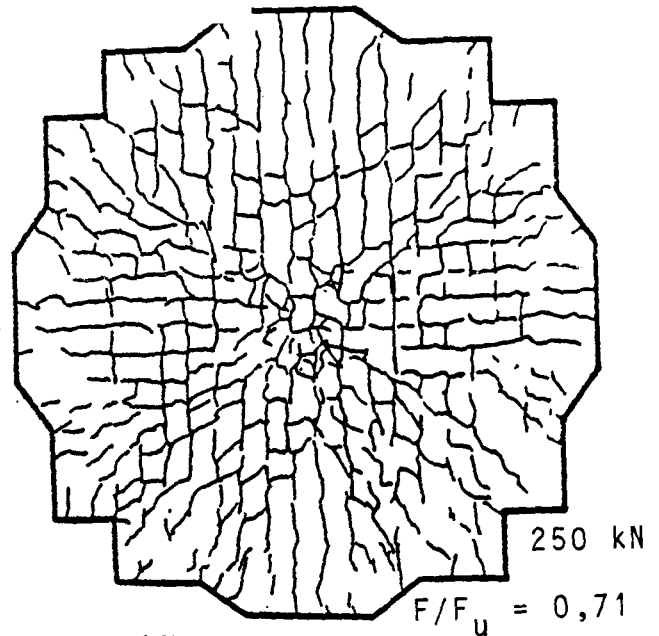
480 kN, Bruch

Rißbilder V4 ( $\mu_s = 0, \mu_z$  erhöht)

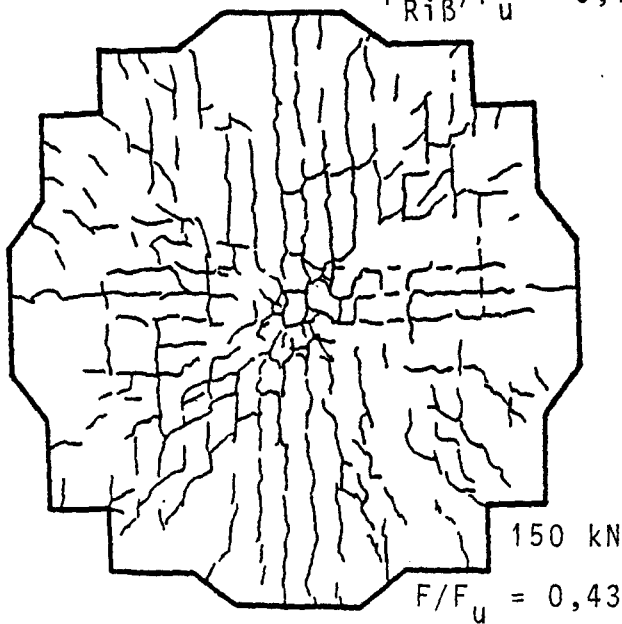
Bild A10



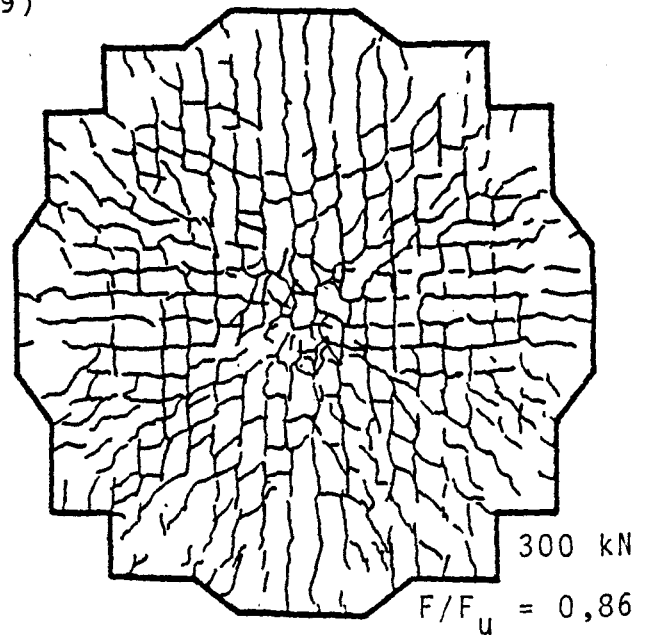
$F/F_u = 0,21$   
 (erste Risse ab 65 kN  
 $F_{RiB}/F_u = 0,19$ )



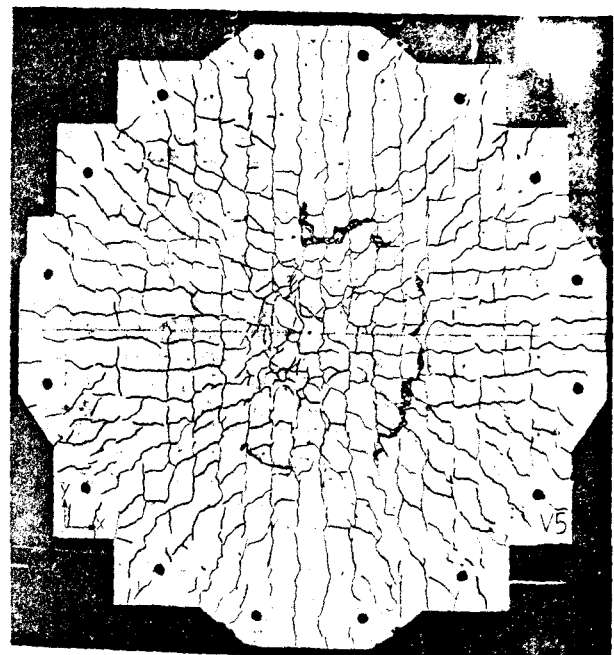
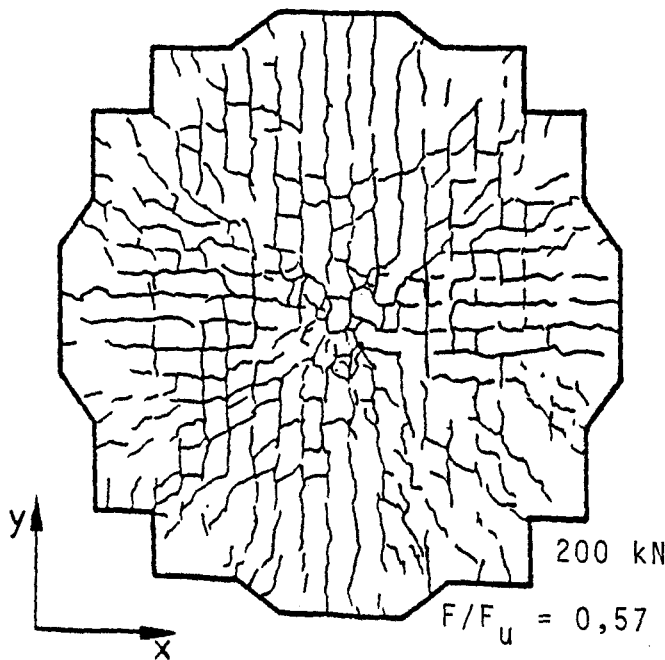
$F/F_u = 0,71$



$F/F_u = 0,43$

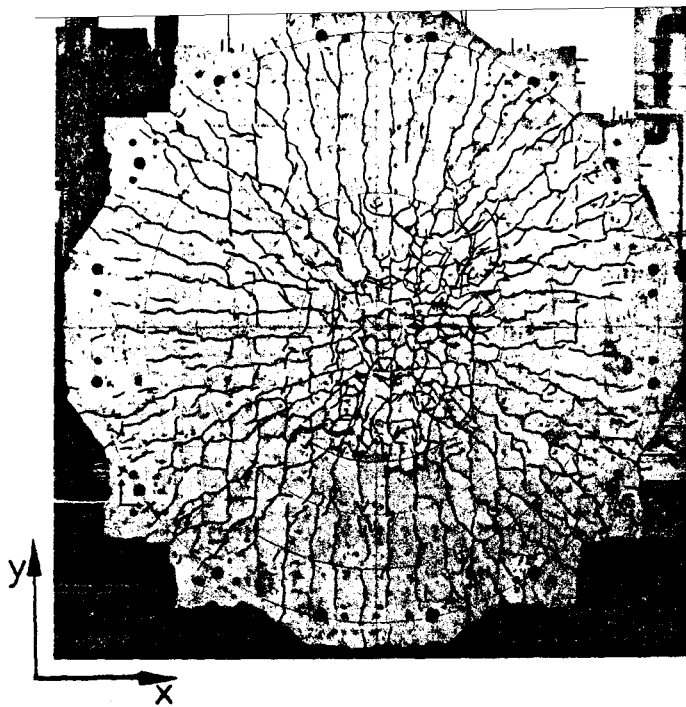


$F/F_u = 0,86$



350 kN, Bruch

Rißbilder V5 ( $\mu_s$  erhöht  $\mu_n = 0$ )

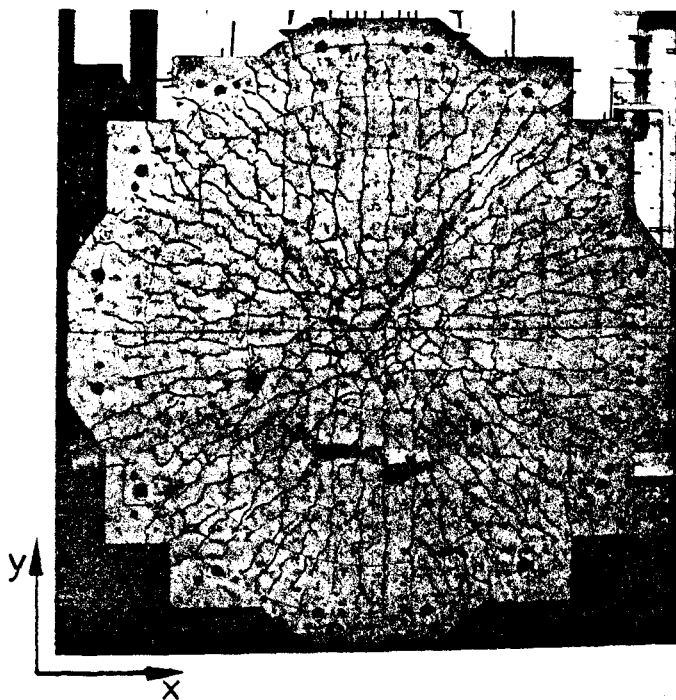


V6

$$F_u = 375 \text{ kN}$$

$$(F_{\text{Ri}\beta} = 105 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Ri}\beta}/F_u = 0,28)$$



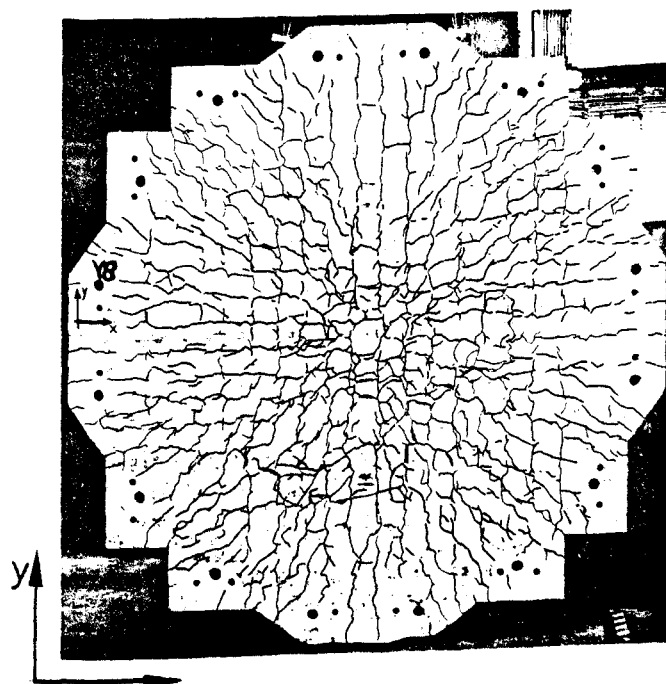
V7

$$F_u = 475 \text{ kN}$$

$$(F_{\text{Ri}\beta} = 165 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Ri}\beta}/F_u = 0,35)$$

Rißbilder  
V6 bis V8



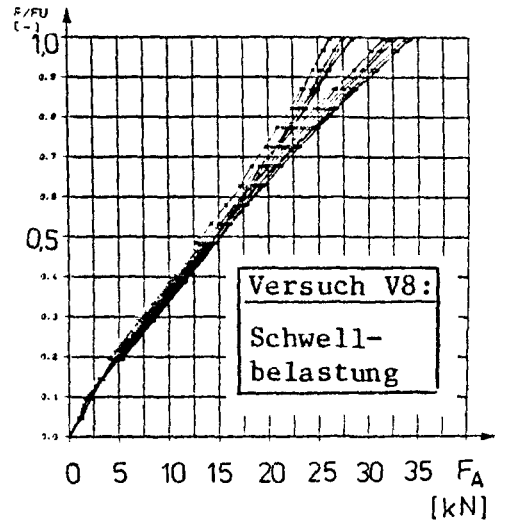
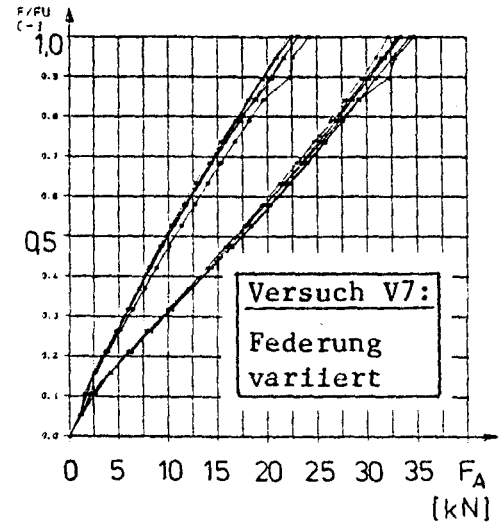
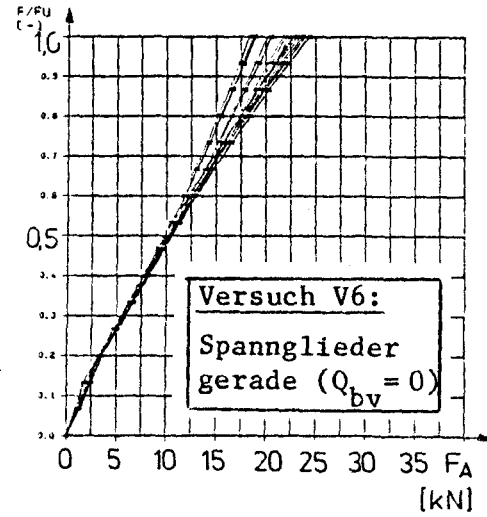
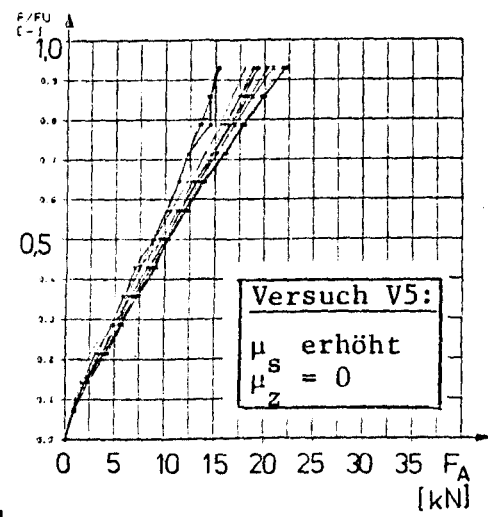
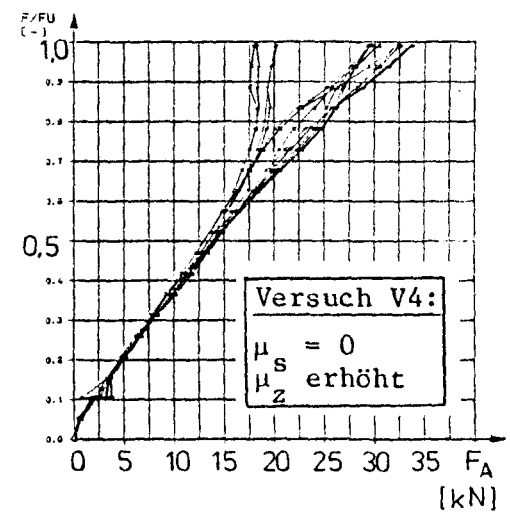
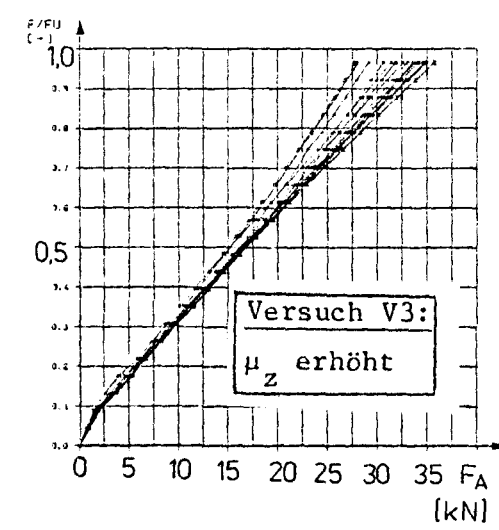
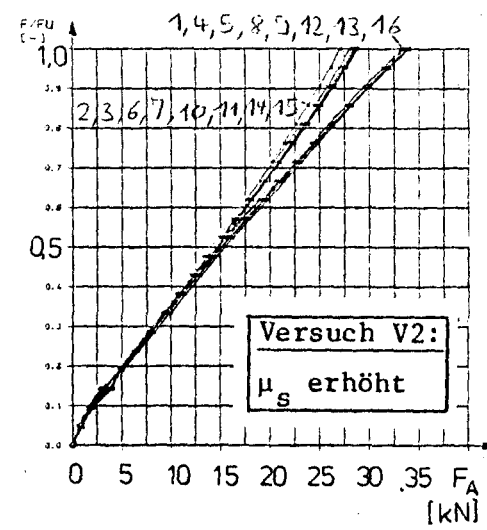
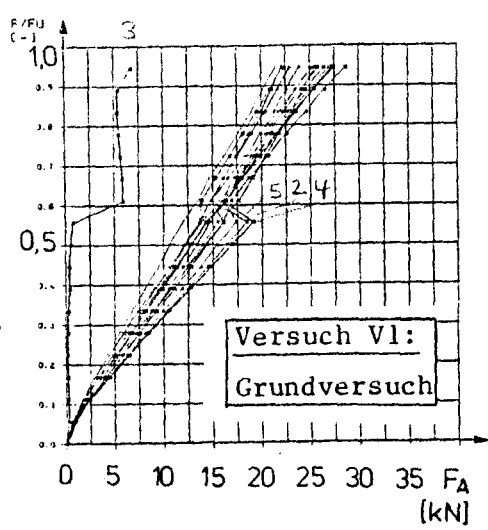
V8

$$F_u = 518 \text{ kN}$$

$$(F_{\text{Ri}\beta} = 120 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Ri}\beta}/F_u = 0,23)$$

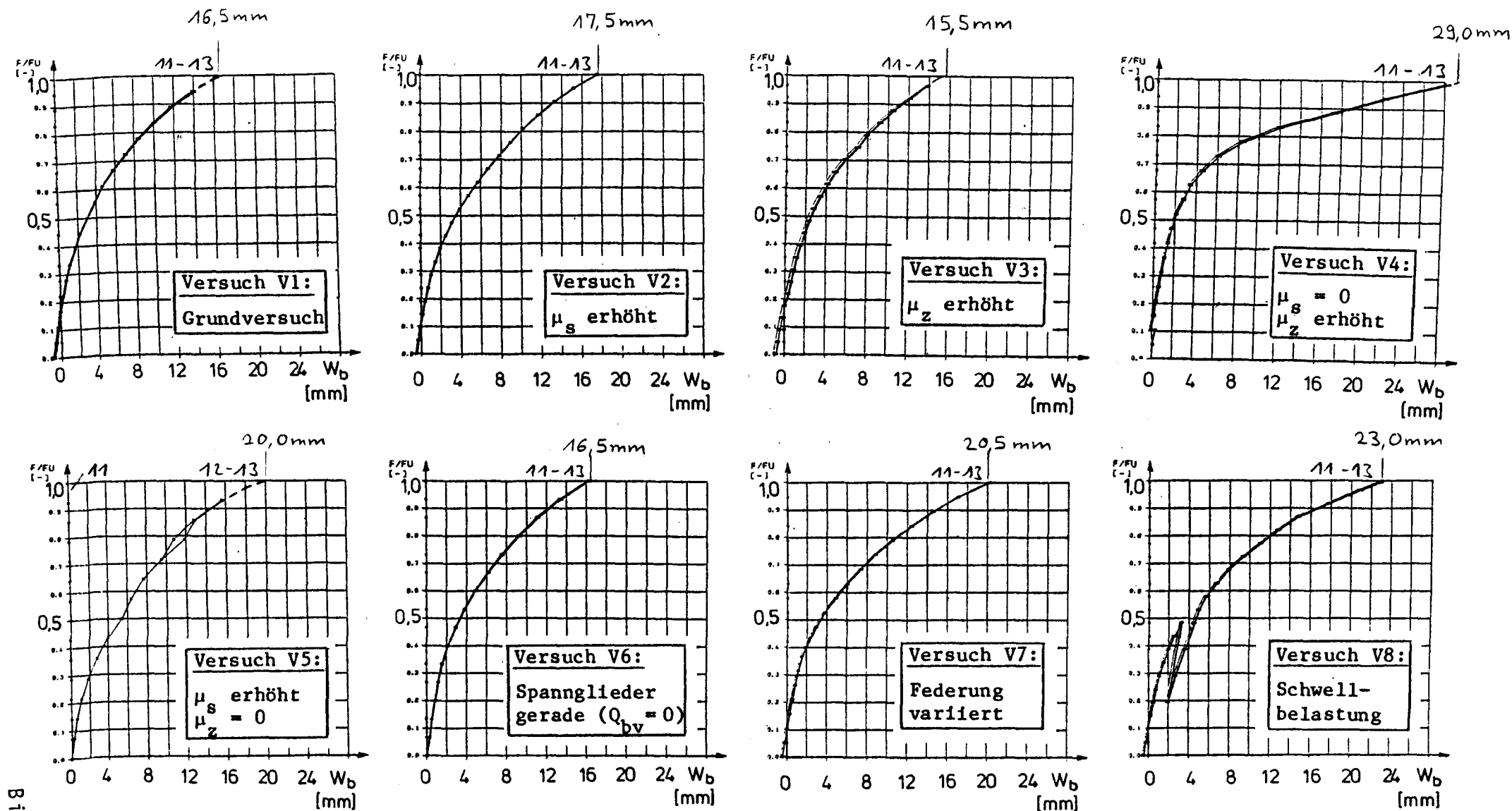
Bild A12



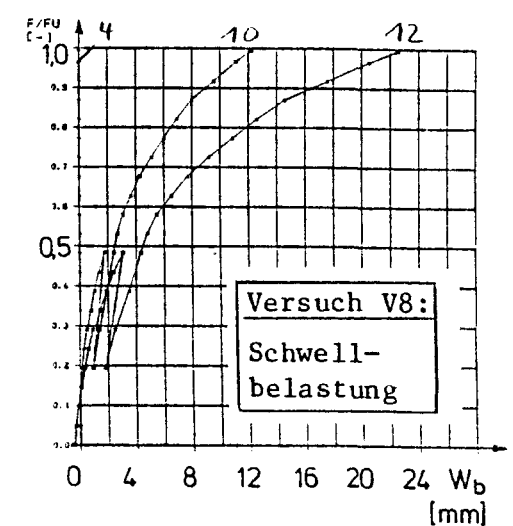
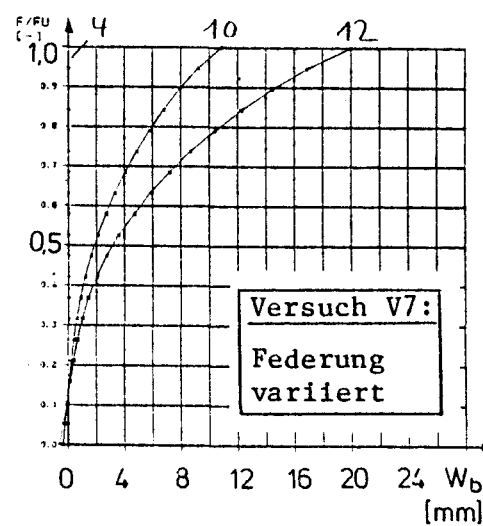
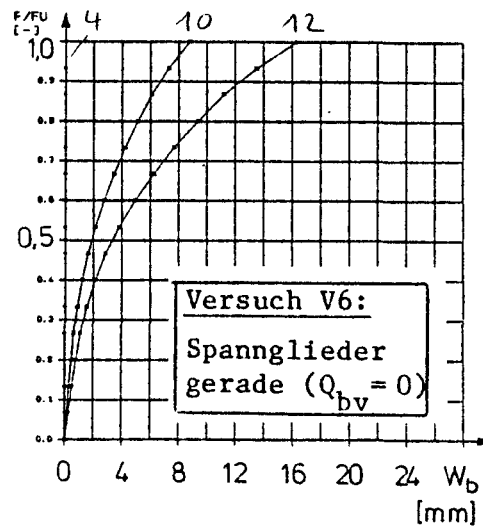
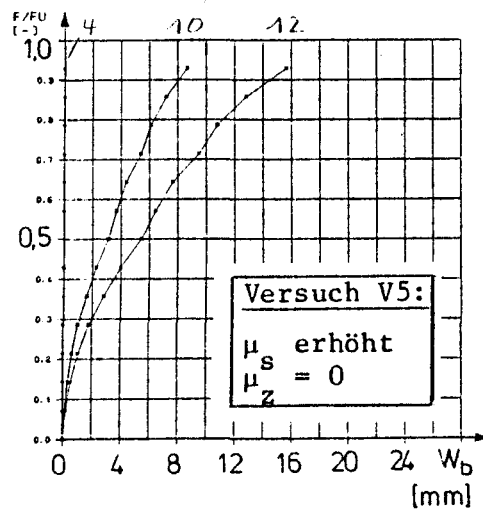
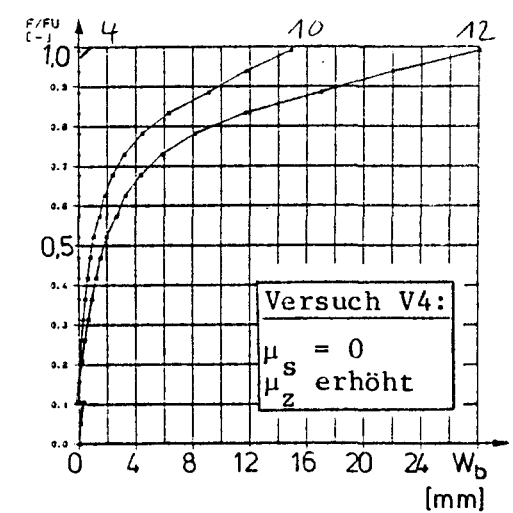
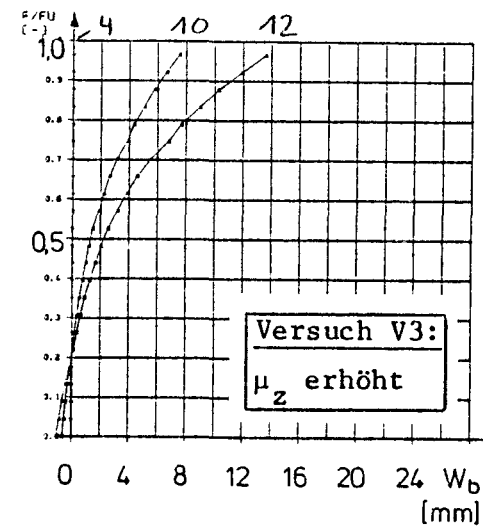
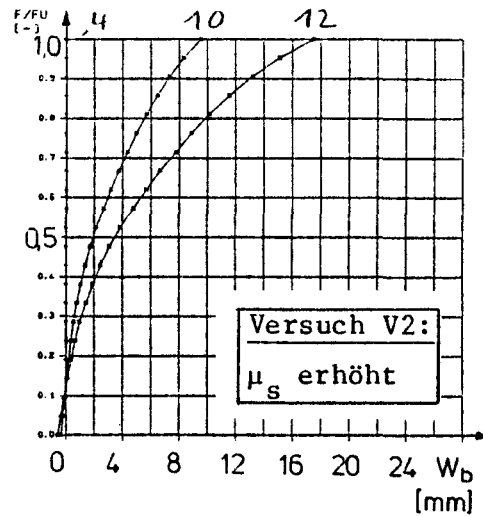
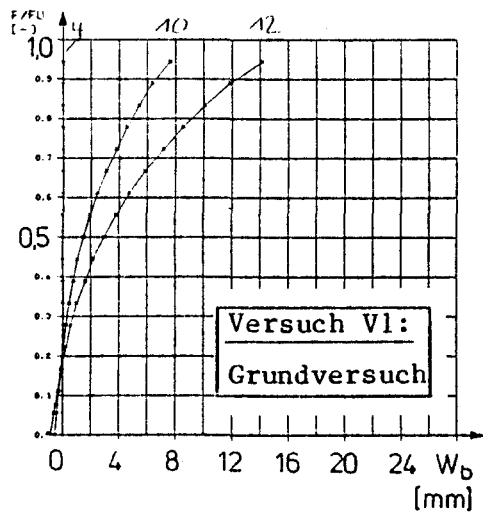
Bild

Abspannkräfte  $F_A$

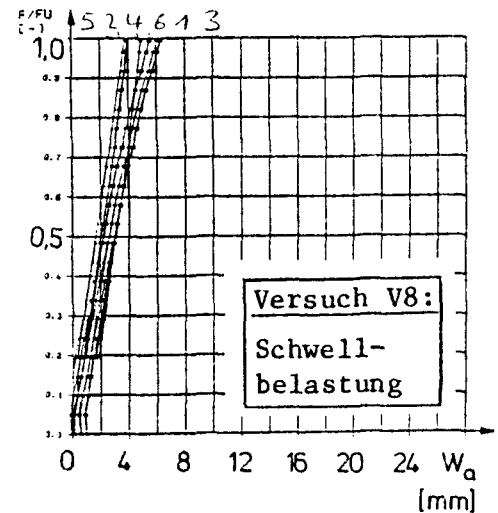
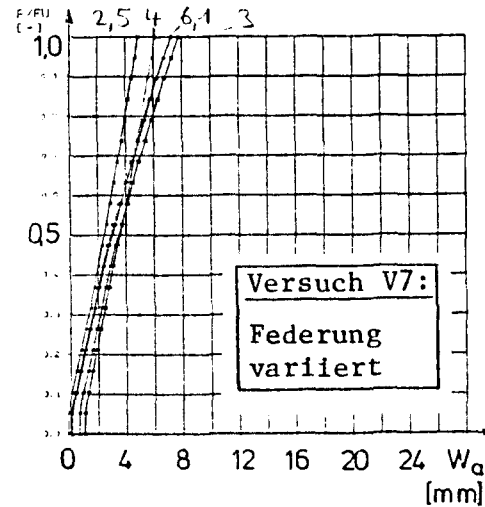
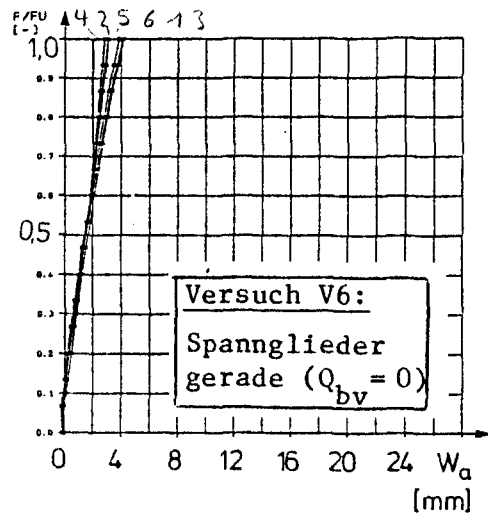
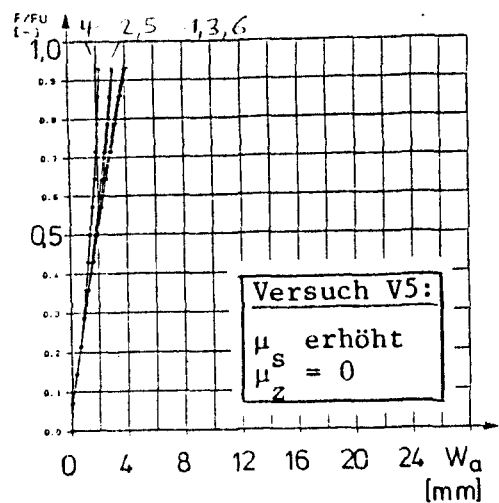
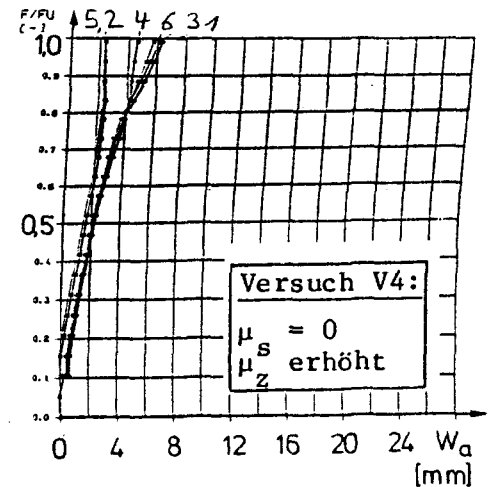
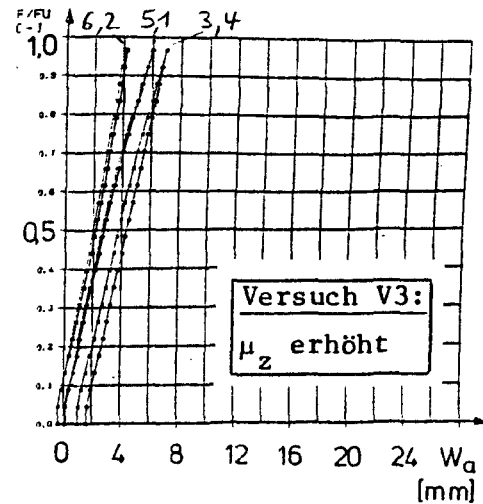
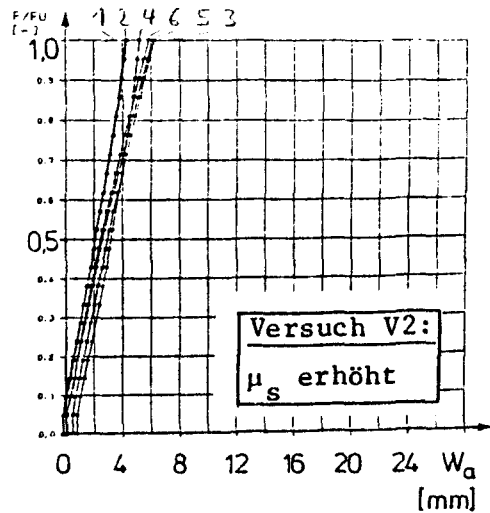
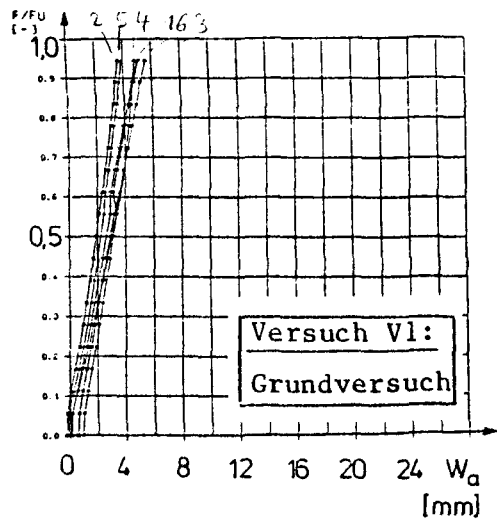




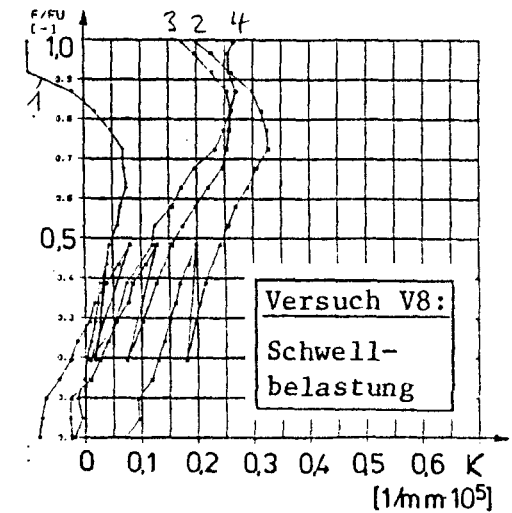
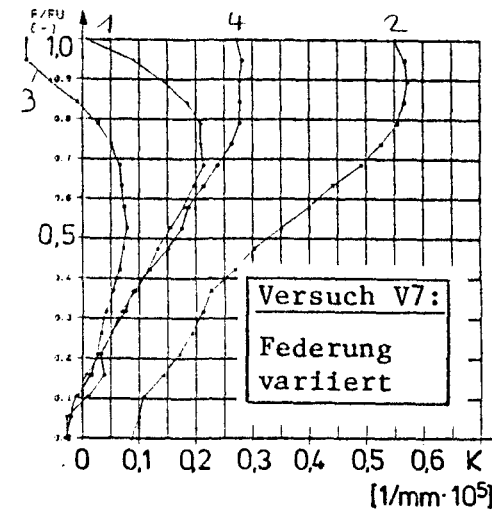
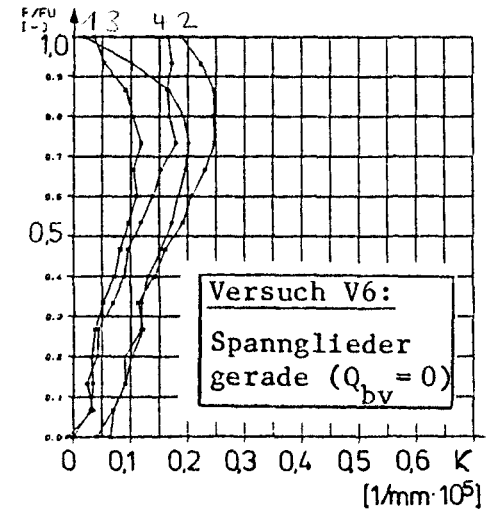
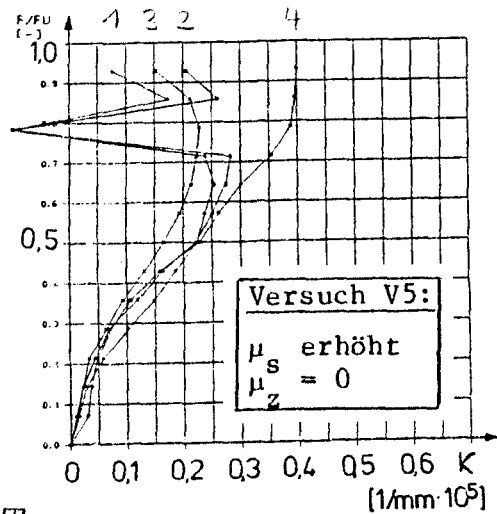
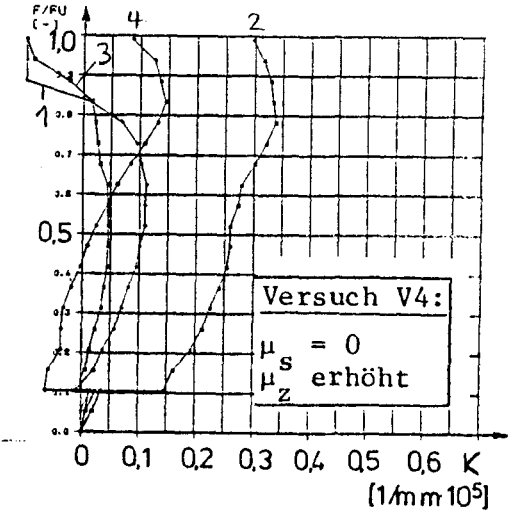
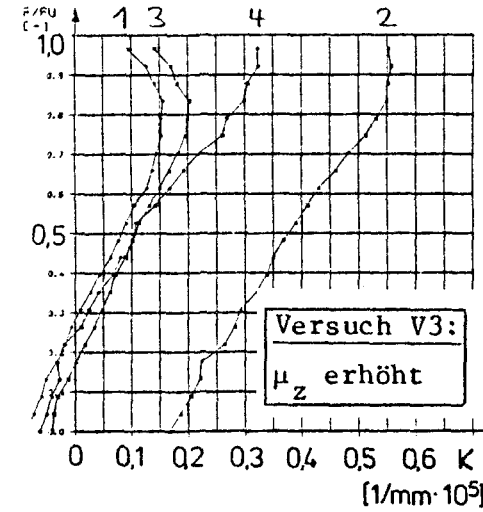
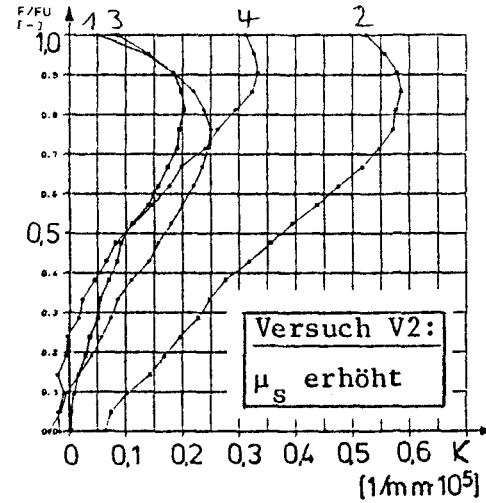
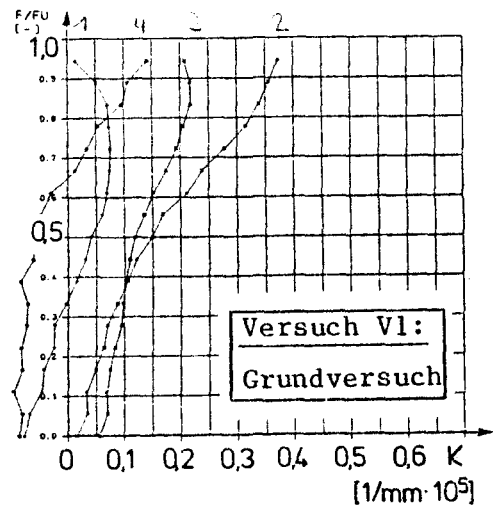
Bezogene Durchbiegungen  $w_b$ . Meßstellen: 11, 12 u. 13 (am Stützenanschluß)  
Bezugsebene: Meßstellen 2, 4 u. 5 des Plattenrandes



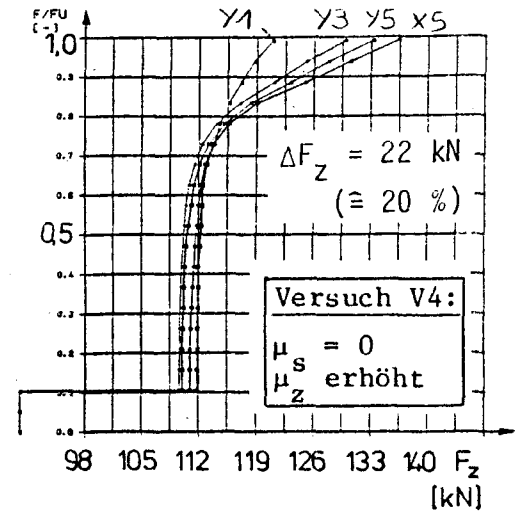
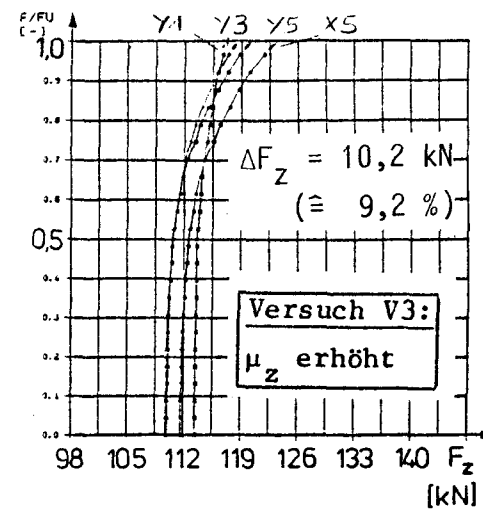
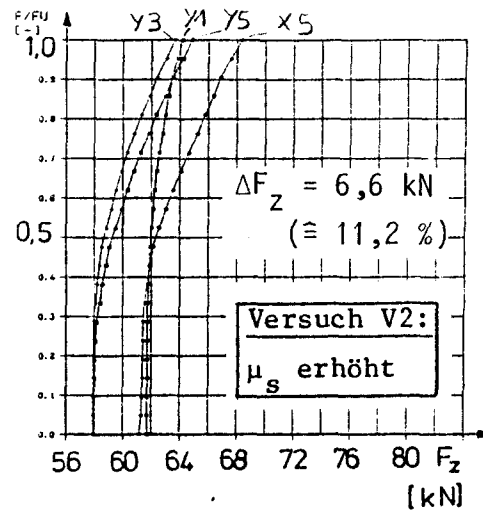
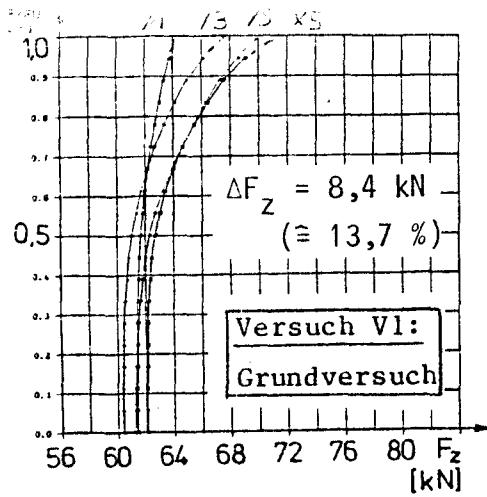
Bezogene Durchbiegungen  $w_b$ . Meßstellen: 4, 10 u. 12 (x-Hauptachse)  
Bezugsebene: Meßstellen 2, 4 u. 5 des Plattenrandes



Absolute Durchbiegungen  $w_a$ . Meßstellen: 1 bis 6 (Plattenrand)

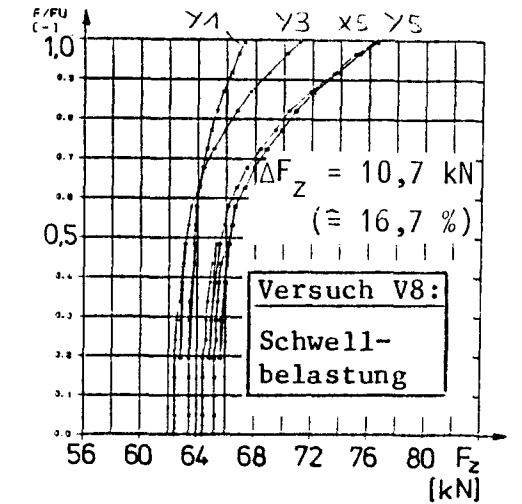
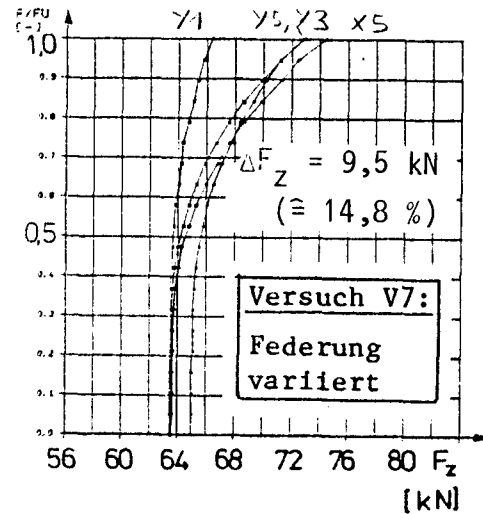
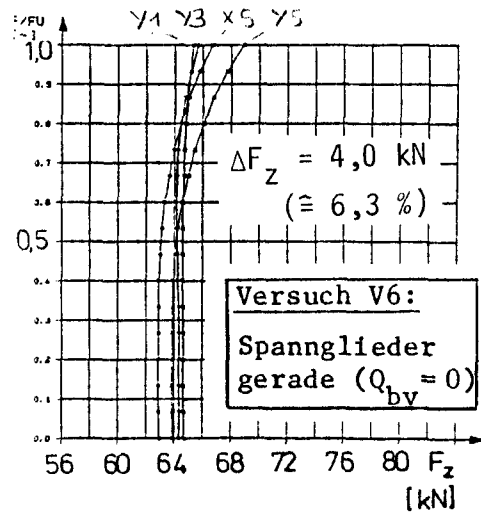


Krümmungen  $\kappa$  entlang radialer Meßstrecken

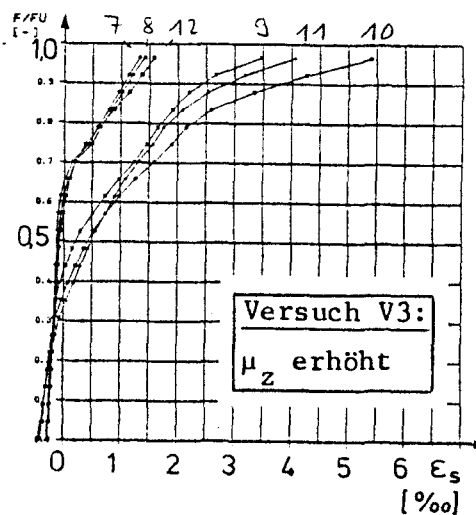
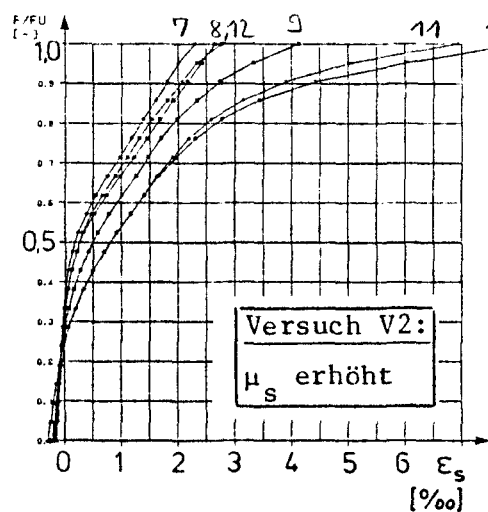
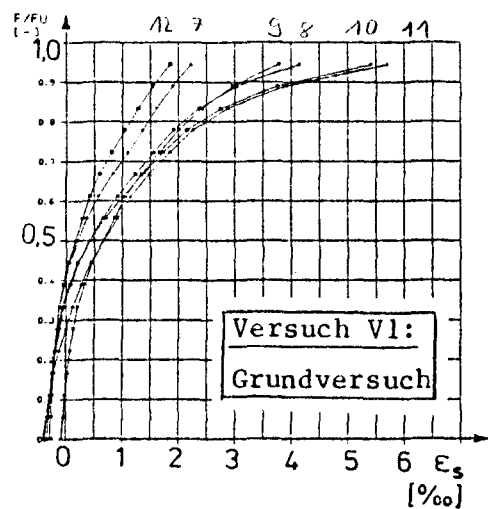


- entfällt -

Versuch V5:  
 $\mu_s$  erhöht  
 $\mu_z = 0$

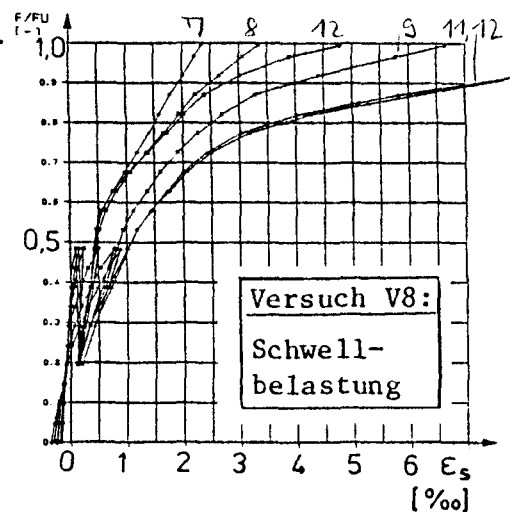
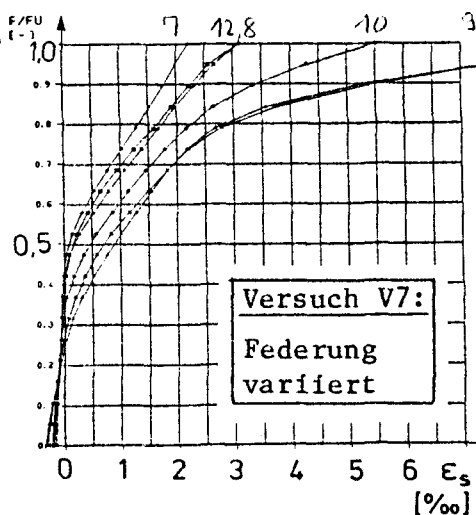
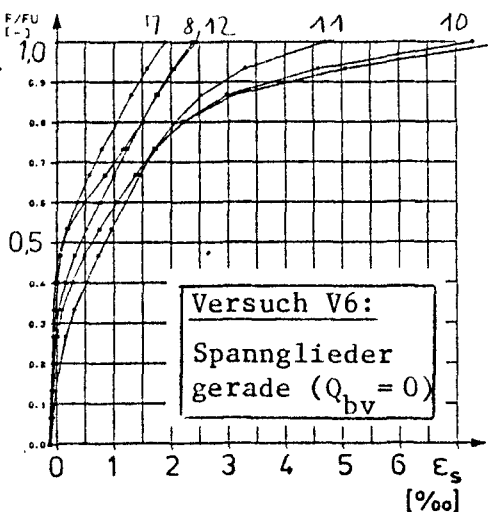
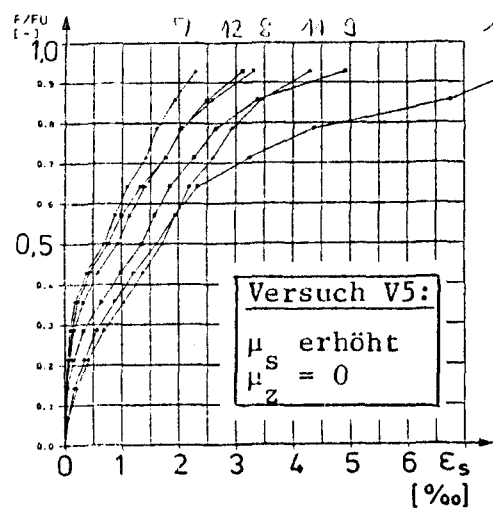


Spanngliedkräfte  $F_z$  ( $\Delta F_z$  = mittlerer Spannkraftzuwachs der 3 Spannglieder im Stützstreifen Y3, Y5 und X5)

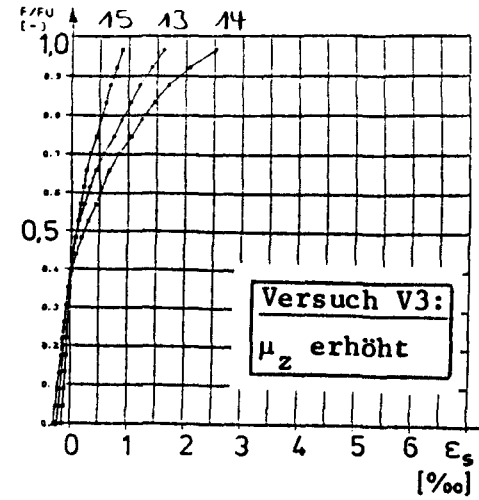
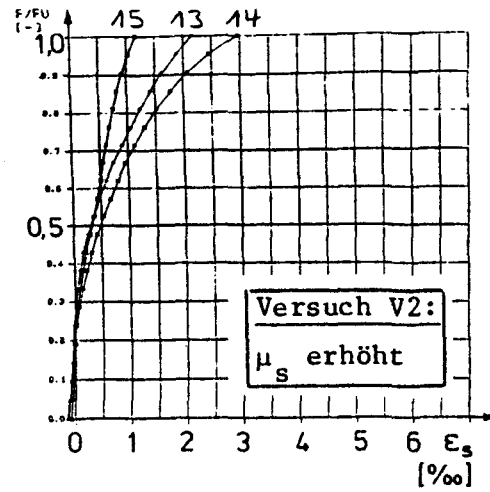
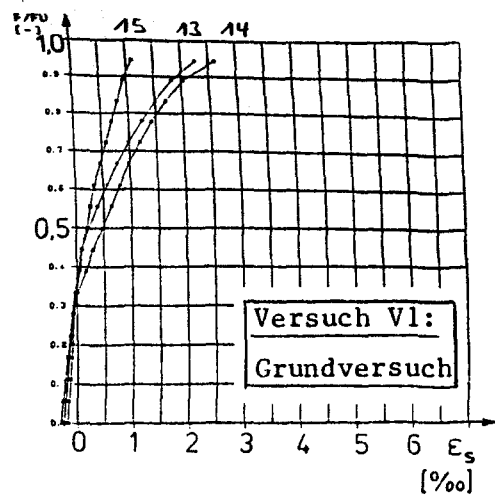


- entfällt -

Versuch V4:  
 $\mu_s = 0$   
 $\mu_z$  erhöht

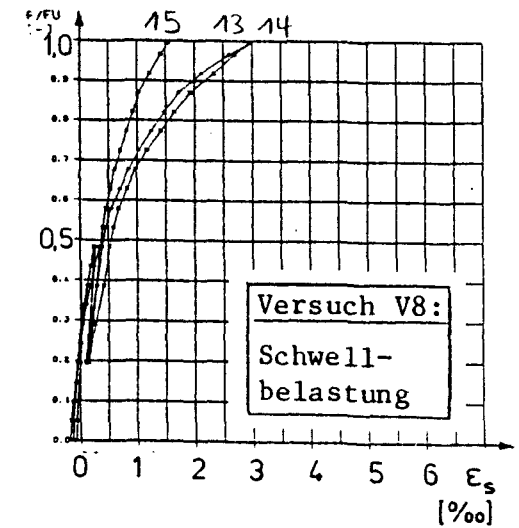
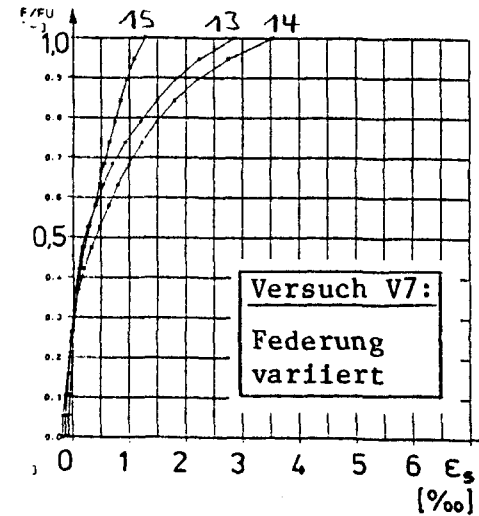
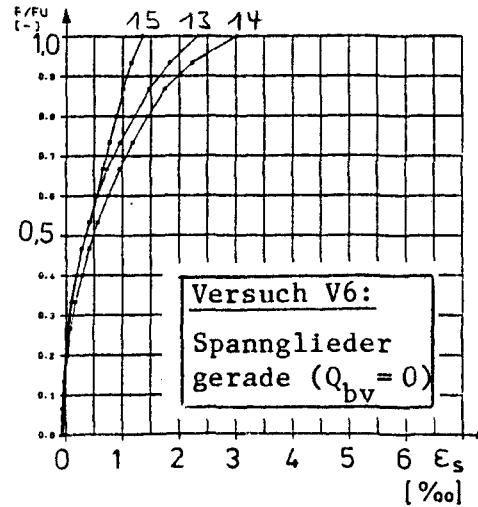
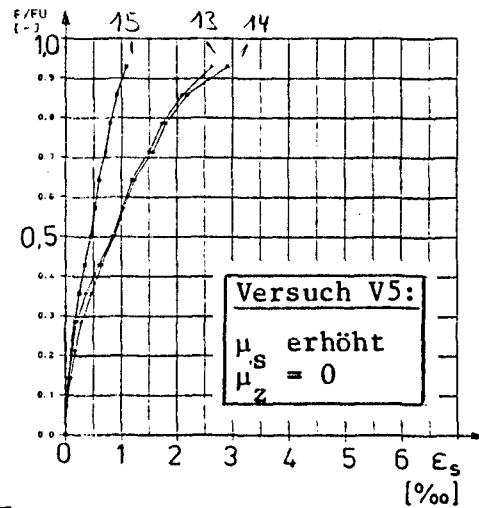


Betonstahldehnungen  $\epsilon_s$ . Meßstellen 7 bis 12 (Zugbewehrung, y-Hauptachse)

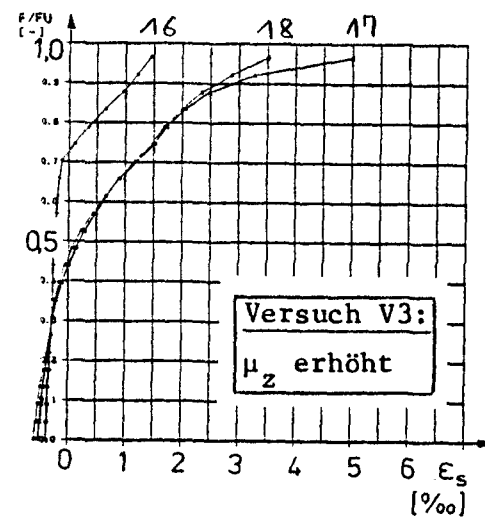
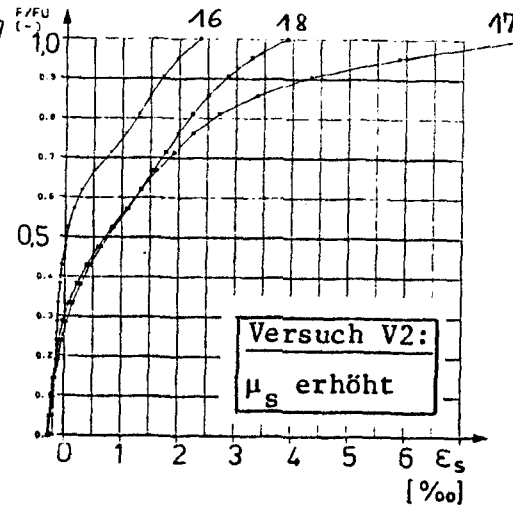
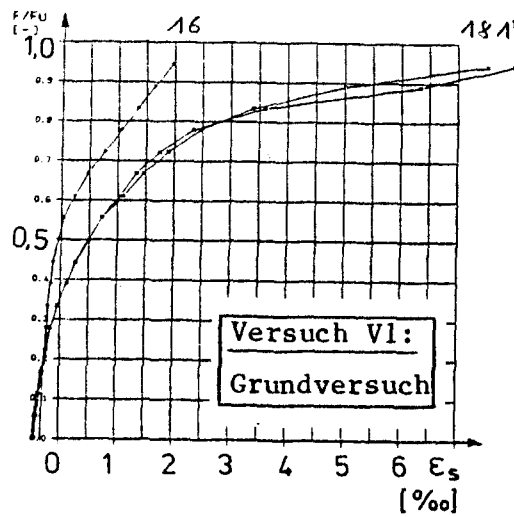


- entfällt -

Versuch V4:  
 $\mu_s = 0$   
 $\mu_z$  erhöht

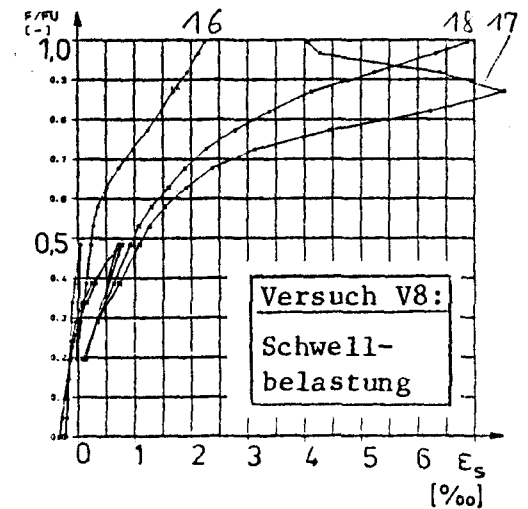
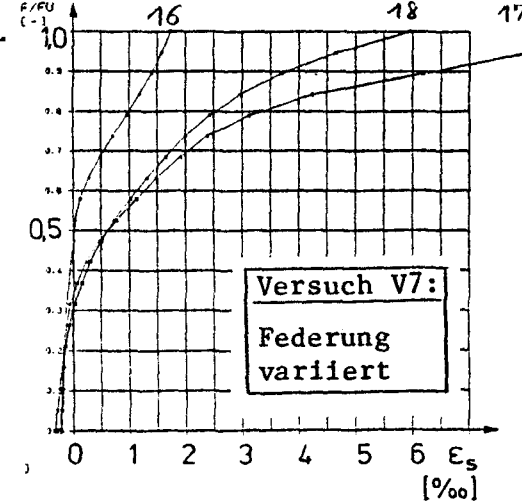
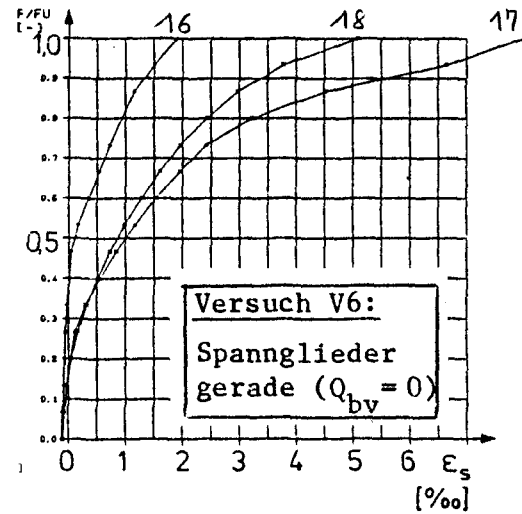
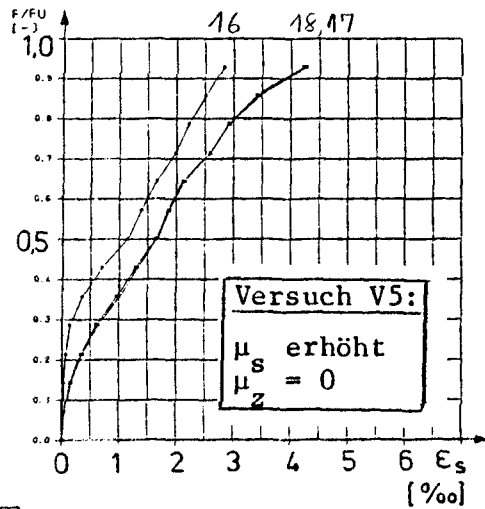


Betonstahldehnungen  $\epsilon_s$ . Meßstellen 13 bis 15 (Zugbewehrung, y-Nebenachse)



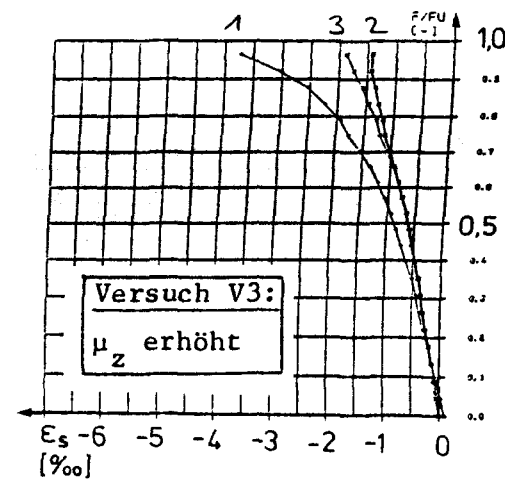
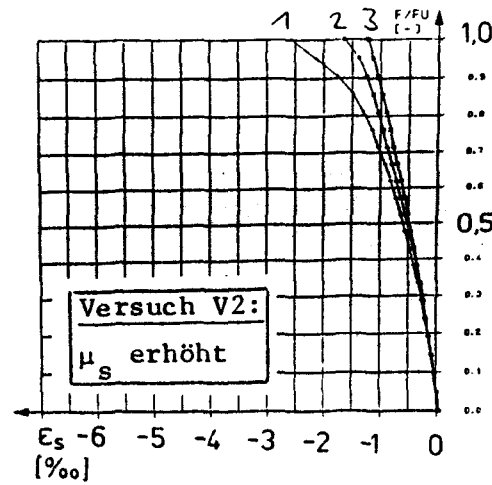
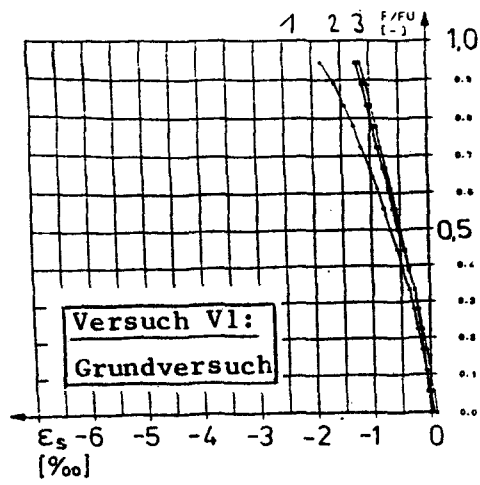
- entfällt -

Versuch V4:  
 $\mu_s = 0$   
 $\mu_z$  erhöht



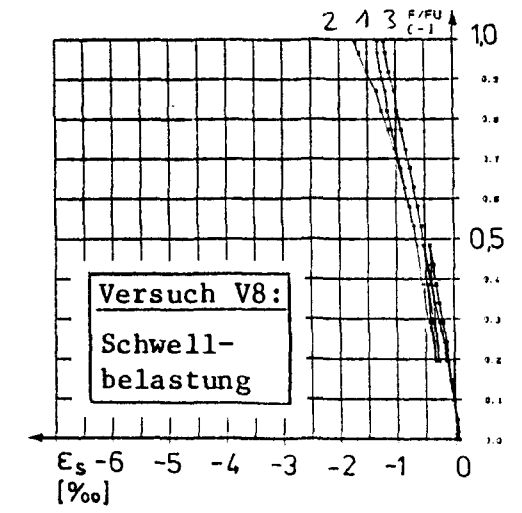
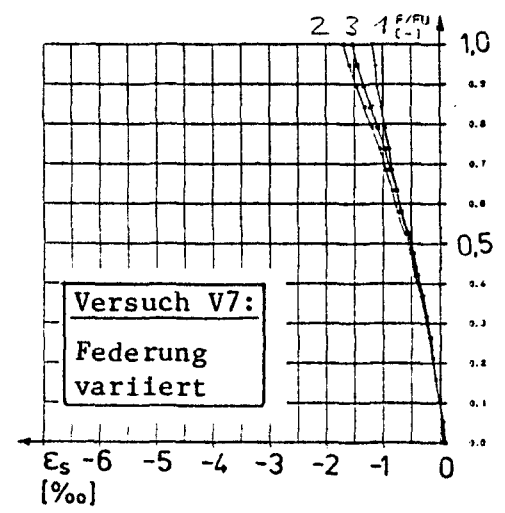
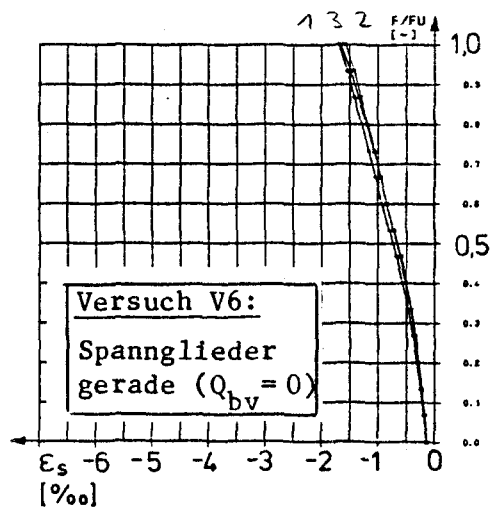
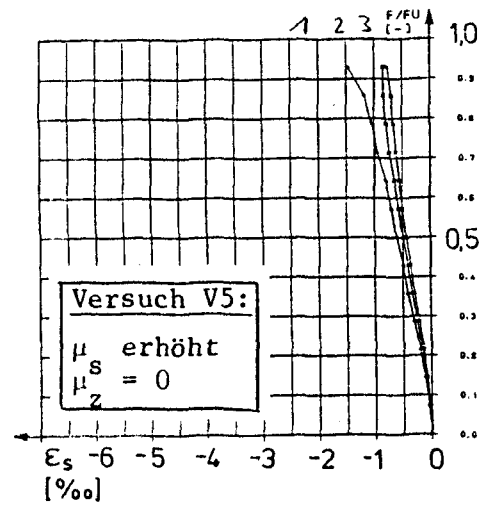
Betonstahldehnungen  $\epsilon_s$ . Meßstellen 16 bis 18 (Zugbewehrung, x-Hauptachse)





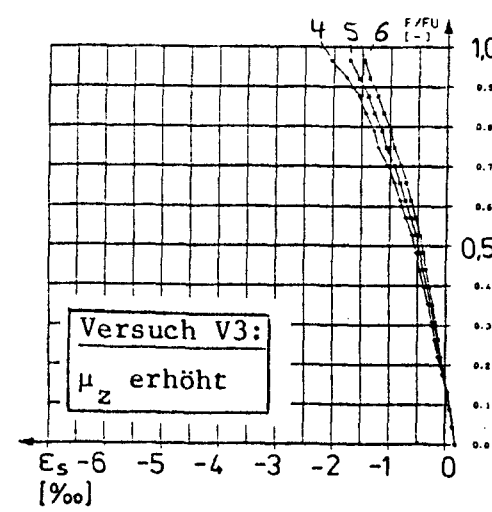
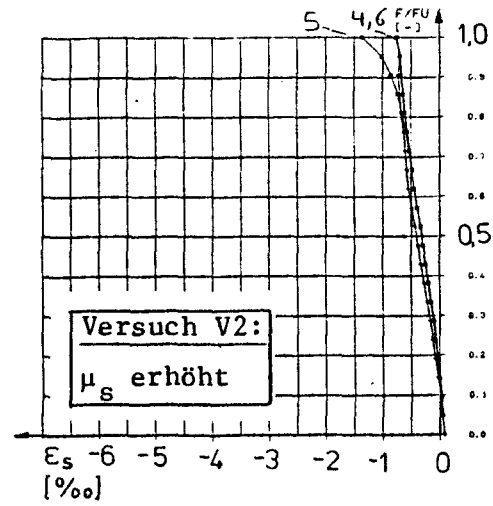
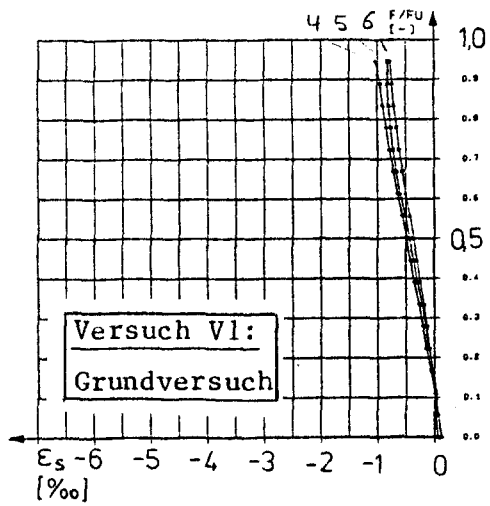
- entfällt -

**Versuch V4:**  
 $\mu_s = 0$   
 $\mu_z$  erhöht



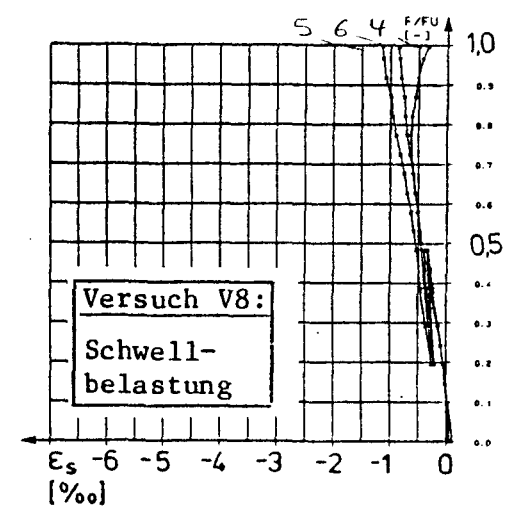
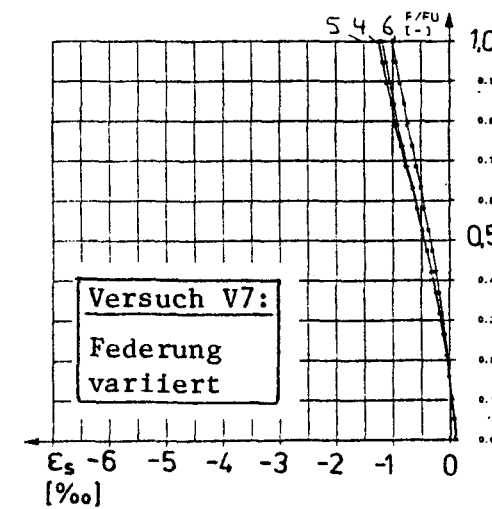
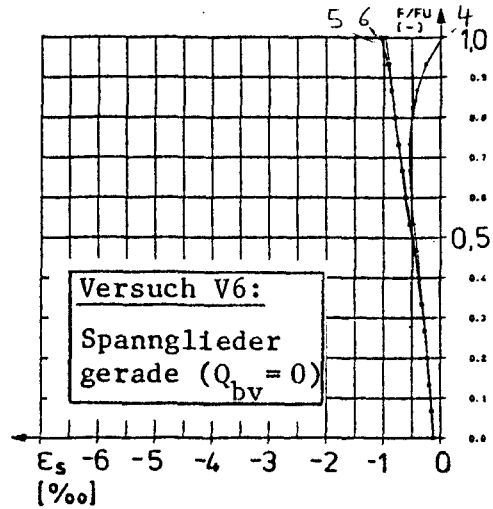
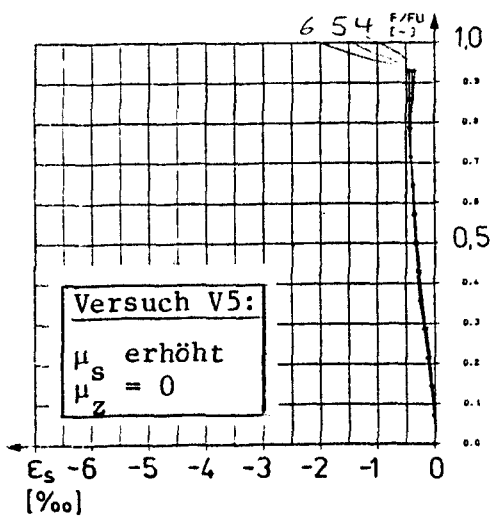
Betonstahldehnungen  $\epsilon_s$ . Meßstellen 1 bis 3 (Druckbewehrung, y-Hauptachse)

Bild A22

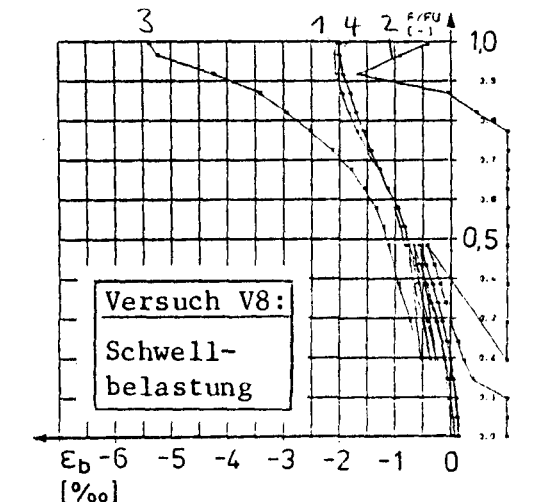
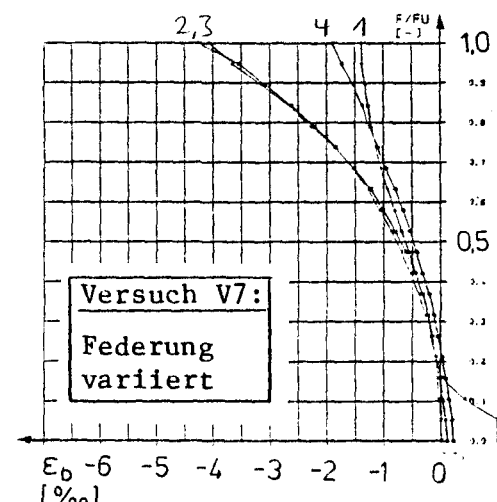
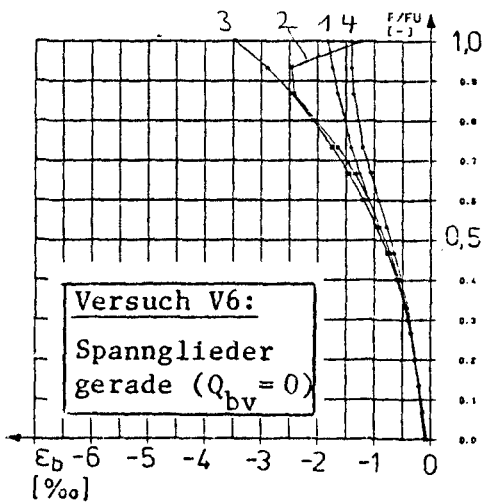
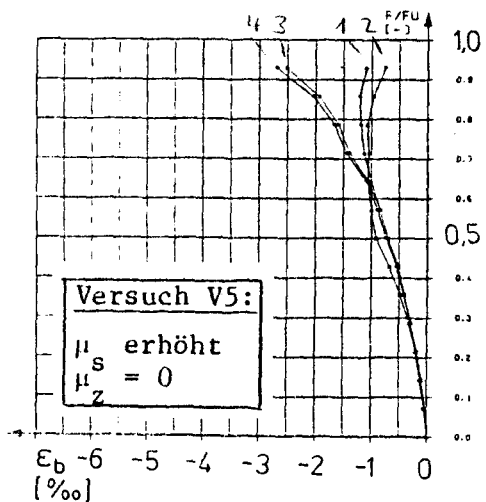
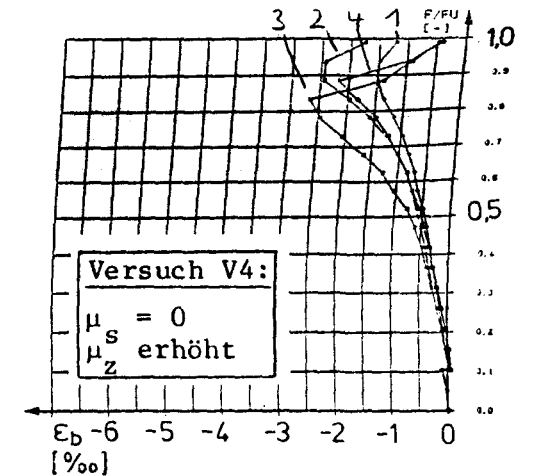
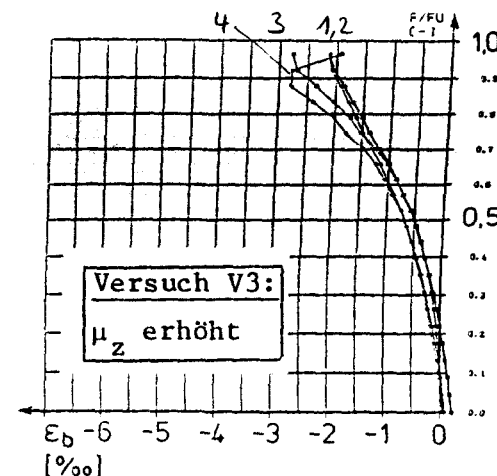
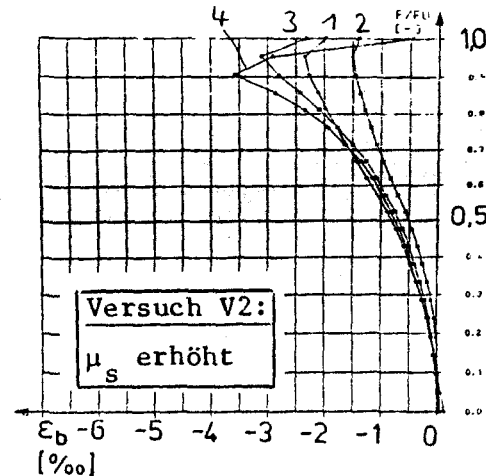
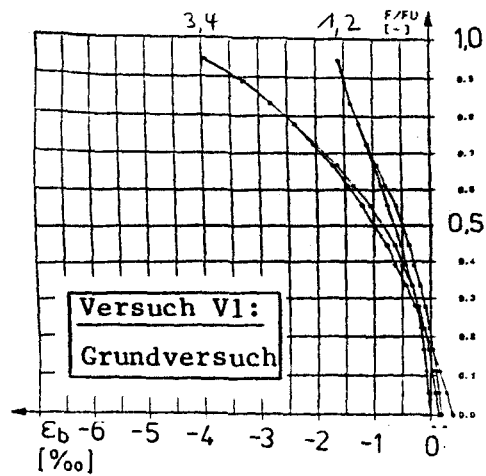


- entfällt -

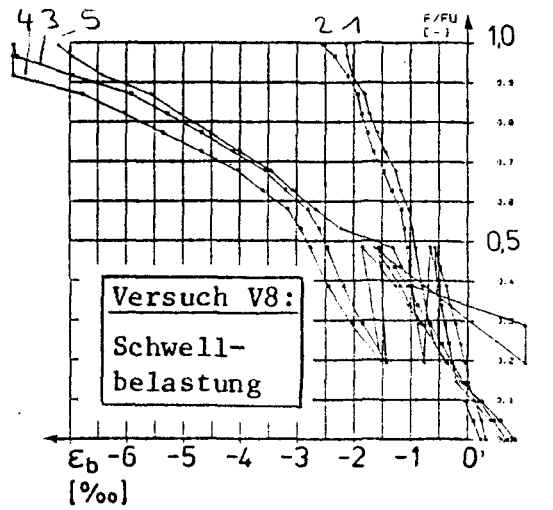
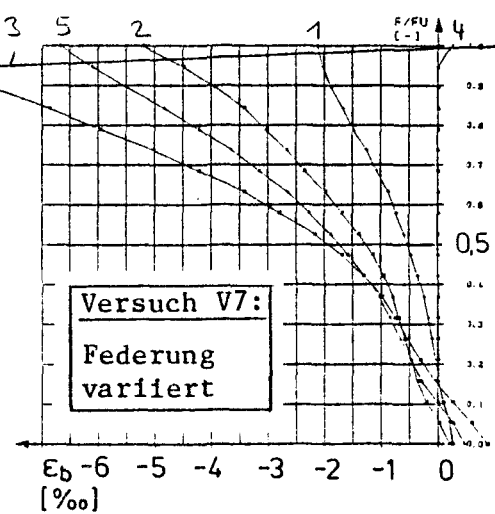
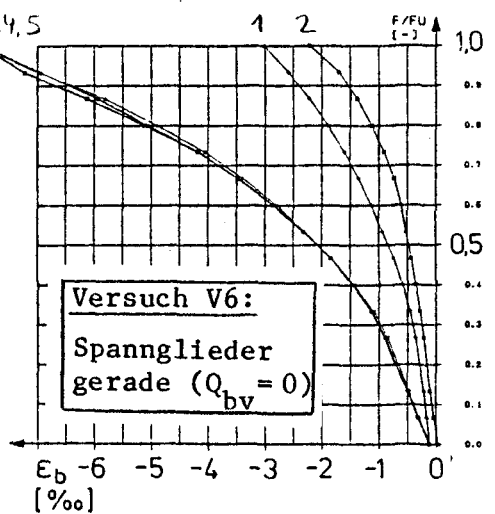
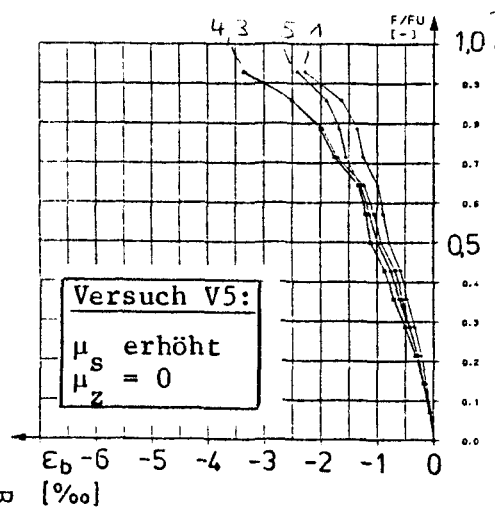
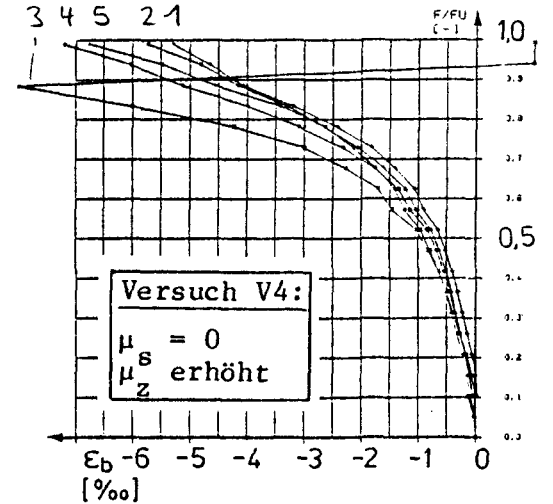
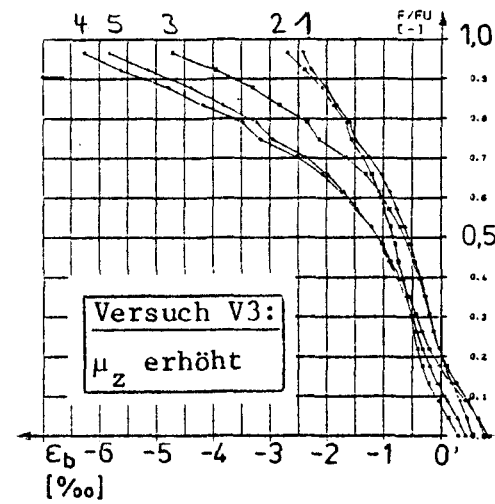
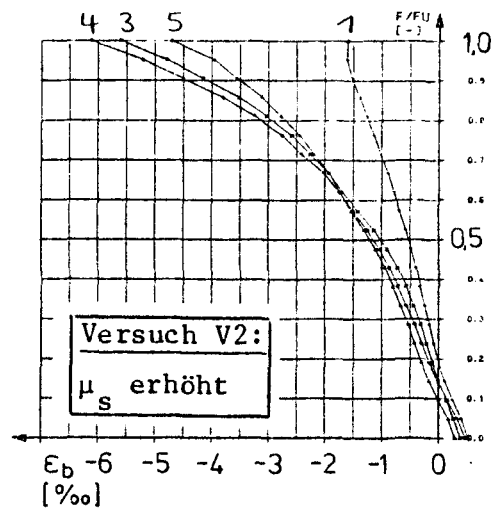
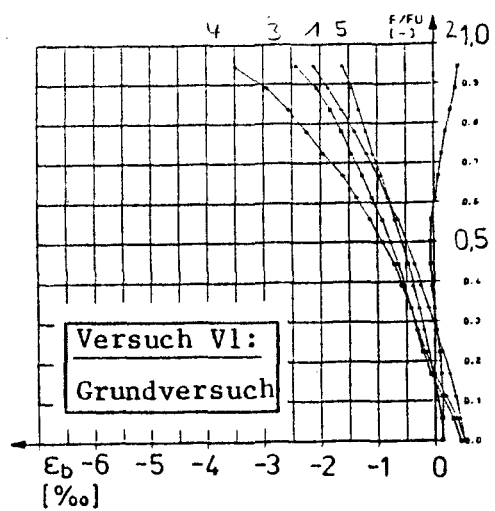
Versuch V4:  
 $\mu_s = 0$   
 $\mu_z$  erhöht



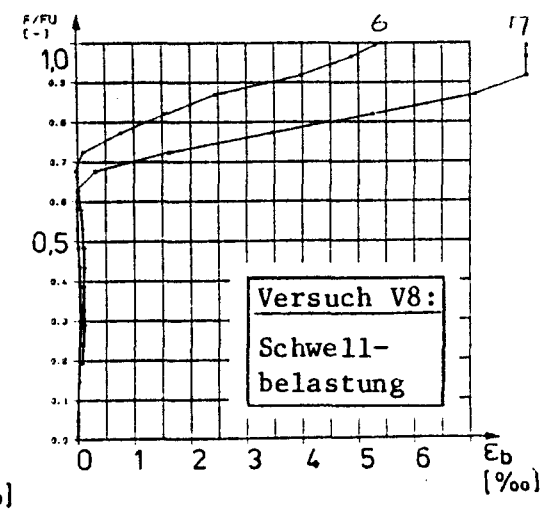
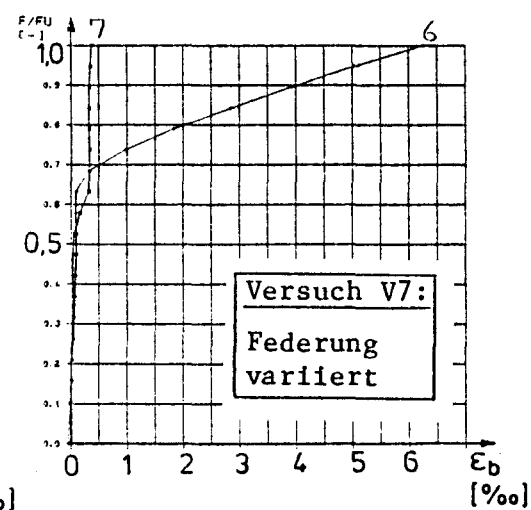
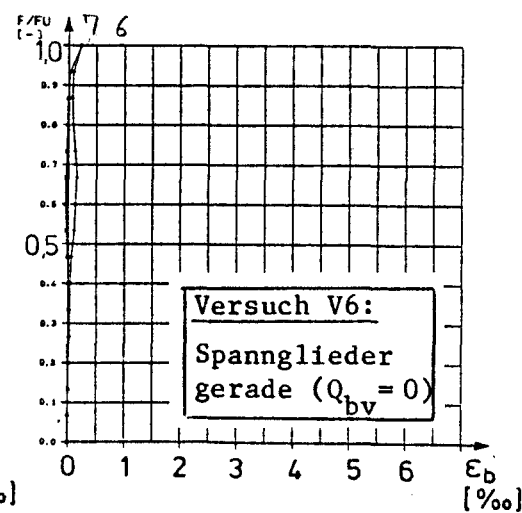
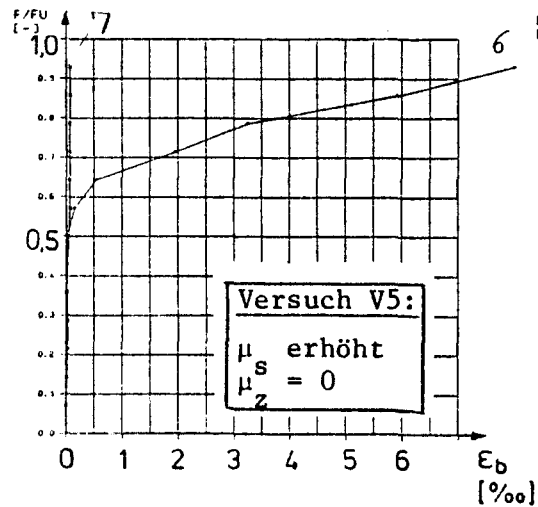
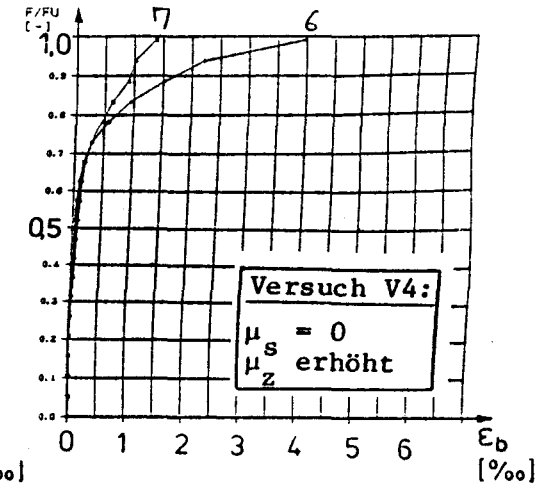
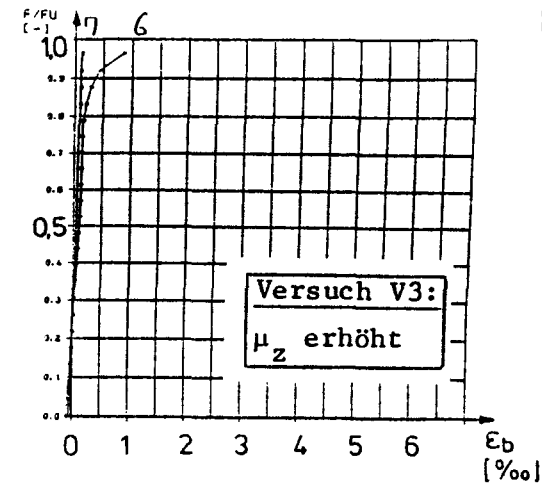
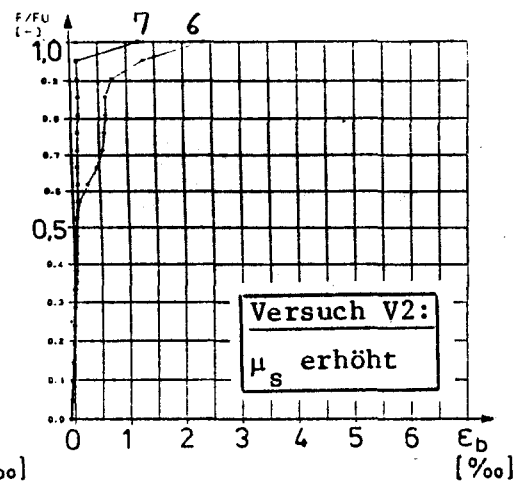
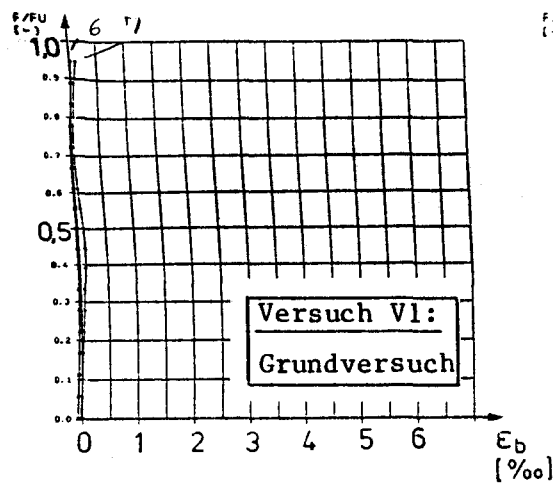
Betonstahldehnungen  $\varepsilon_s$ . Meßstellen 4 bis 6 (Druckbewehrung, x-Hauptachse)



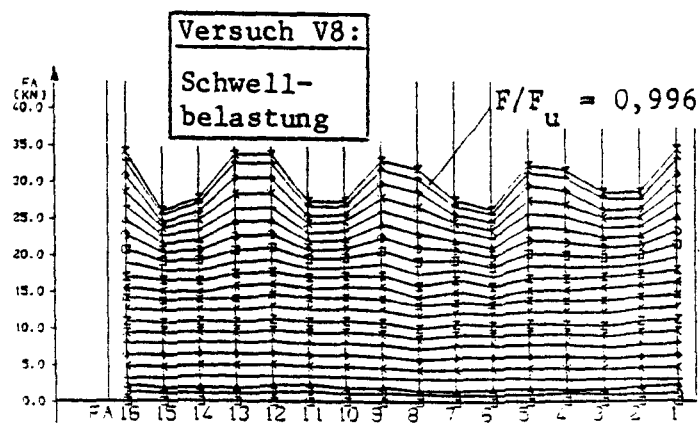
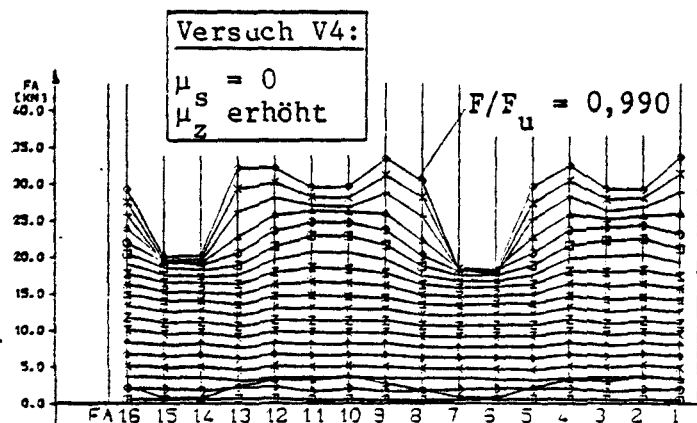
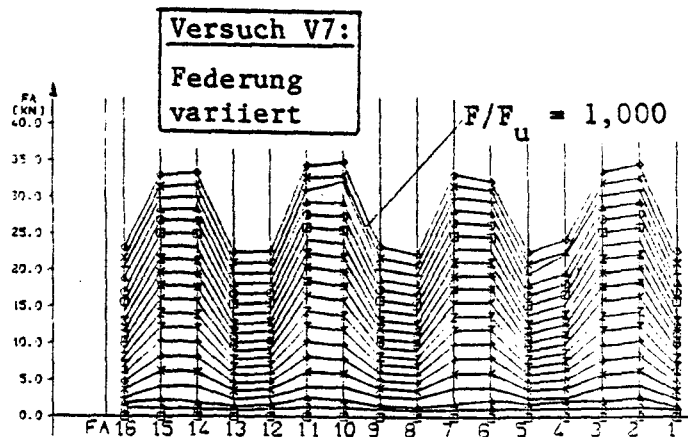
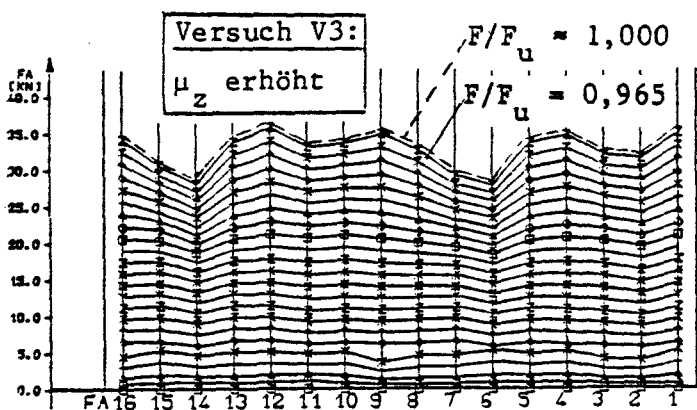
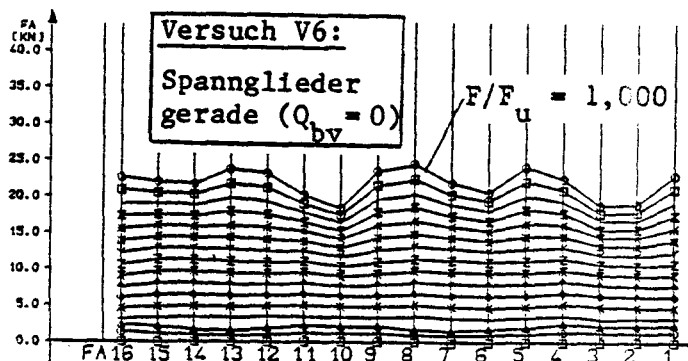
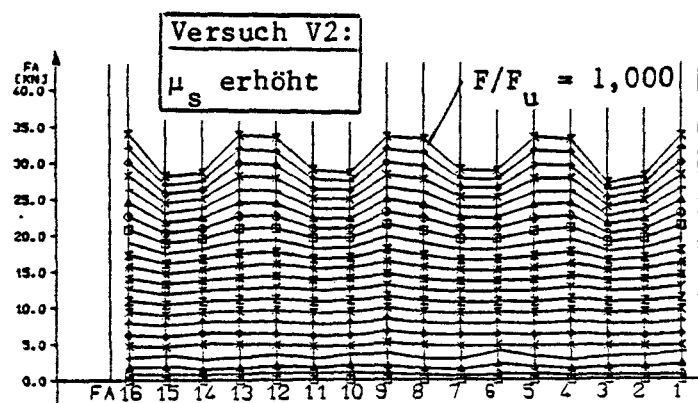
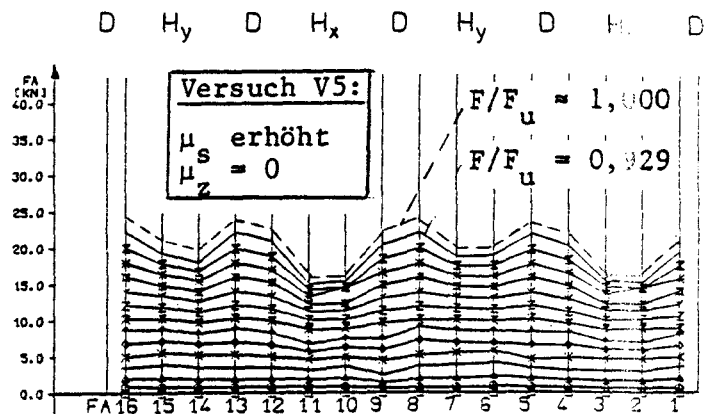
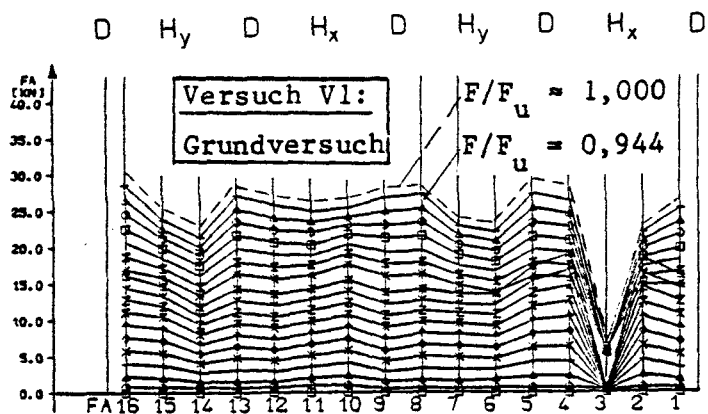
Betondehnungen  $\varepsilon_b$  an der Bauteiloberfläche. Meßstelle 1 bis 4



Betondehnungen  $\epsilon_b$  im Bauteilinneren. Meßstelle 1 bis 5 (Druckbereich)

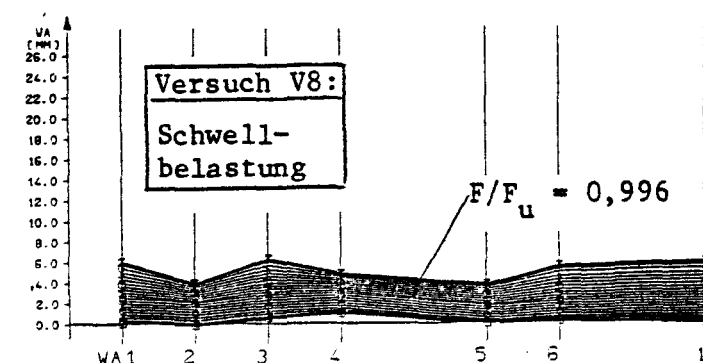
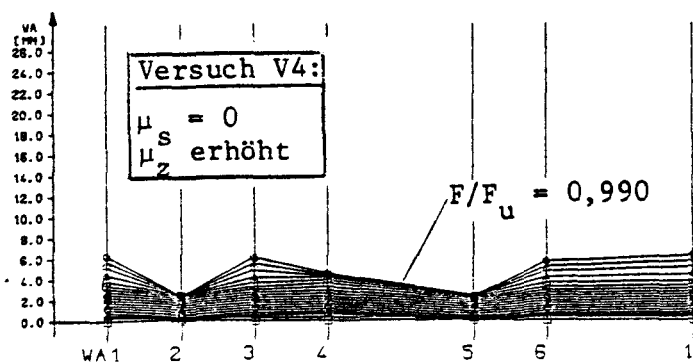
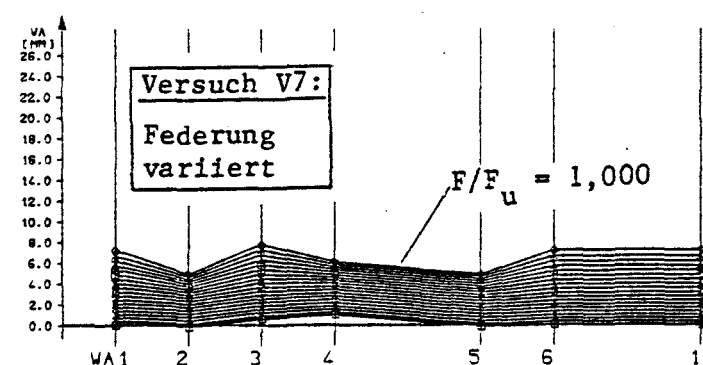
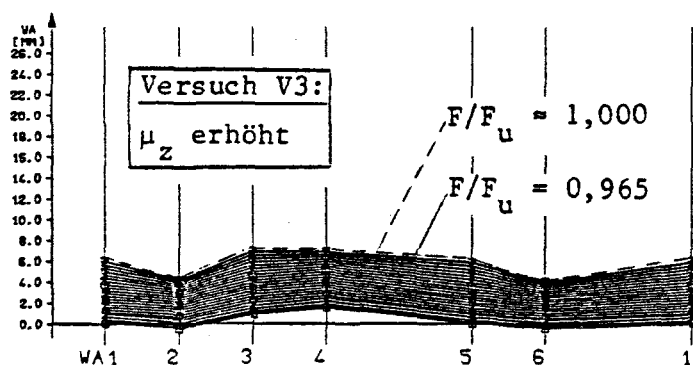
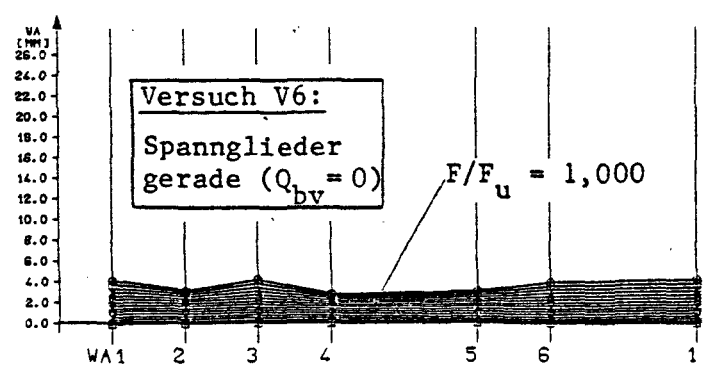
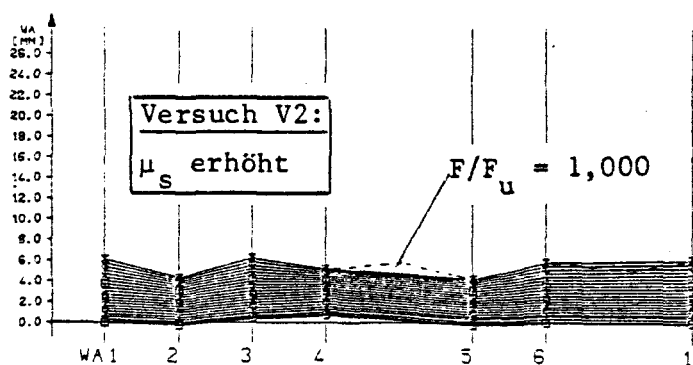
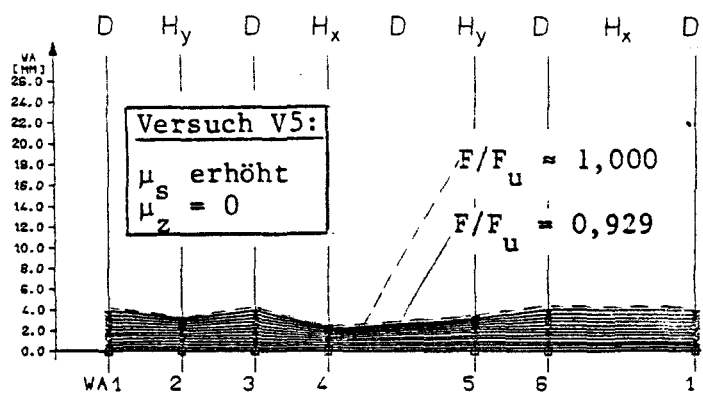
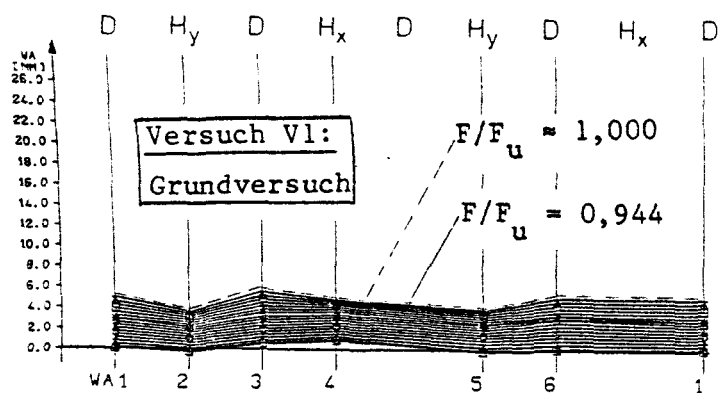


Betondehnungen  $\epsilon_b$  im Bauteilinneren. Meßstelle 6 u. 7 (Zugbereich)

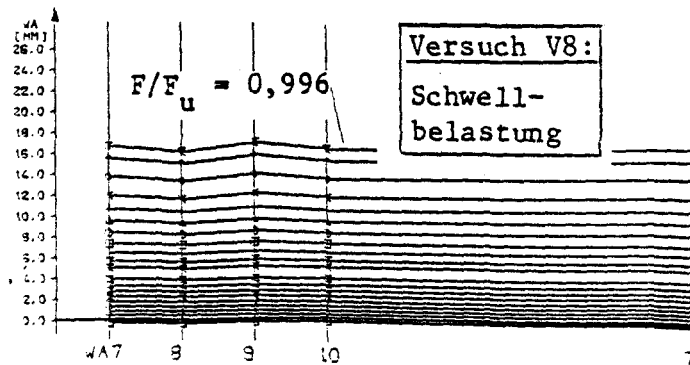
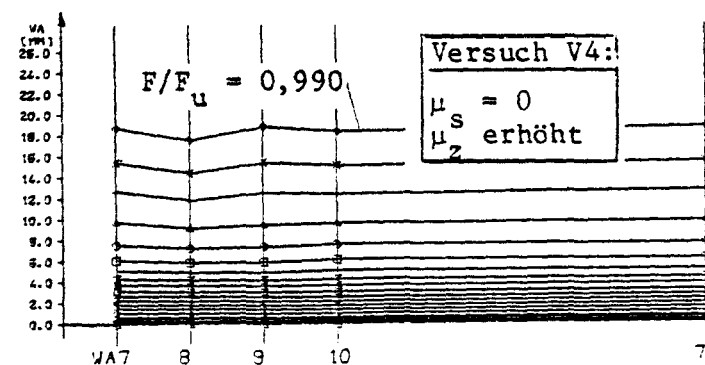
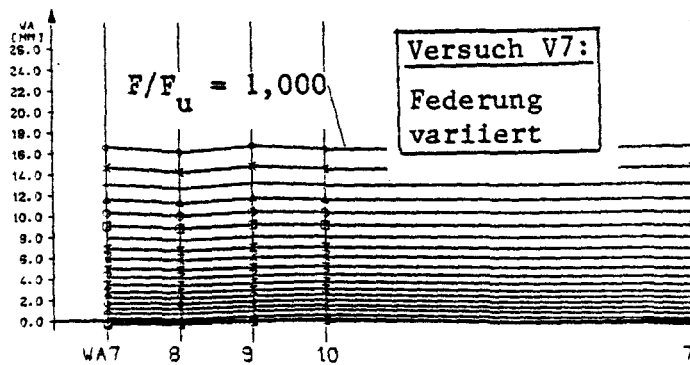
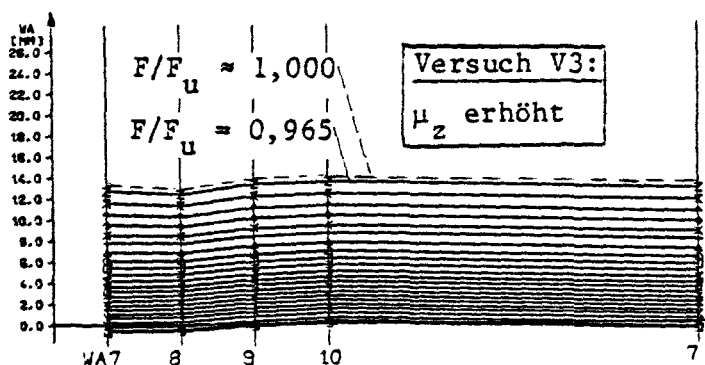
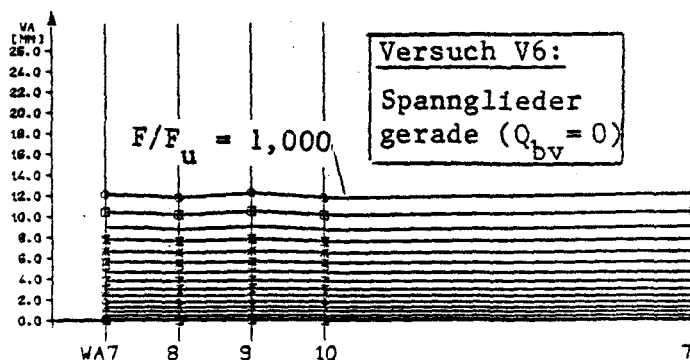
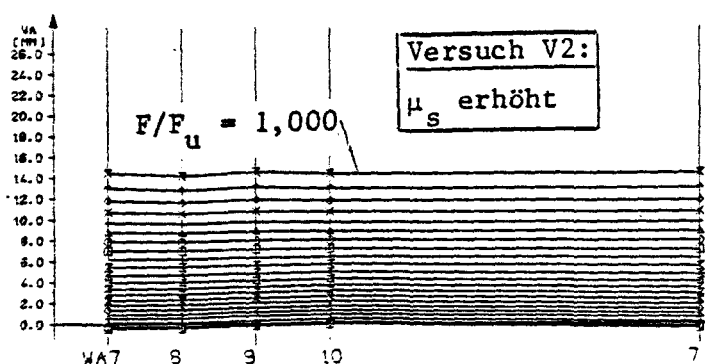
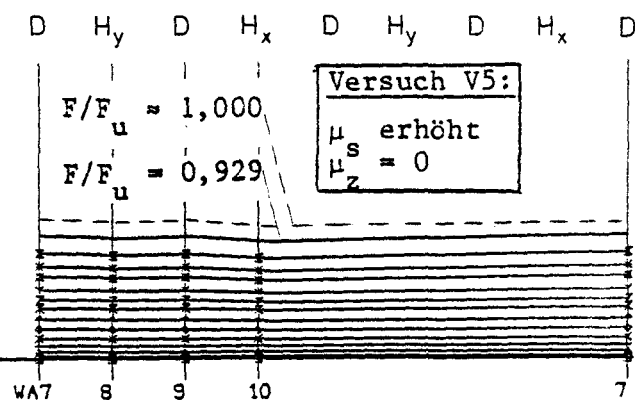
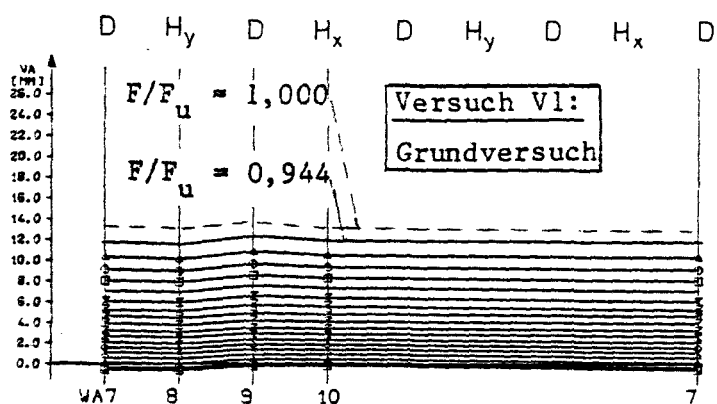


Abspannkräfte  $F_A$  entlang des Plattenrandes

Bild A27



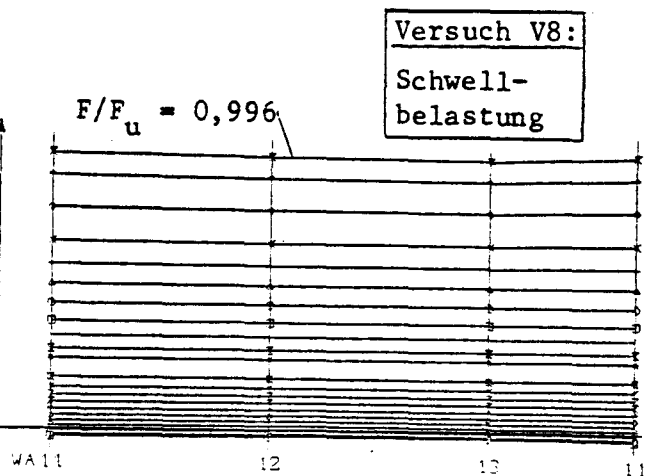
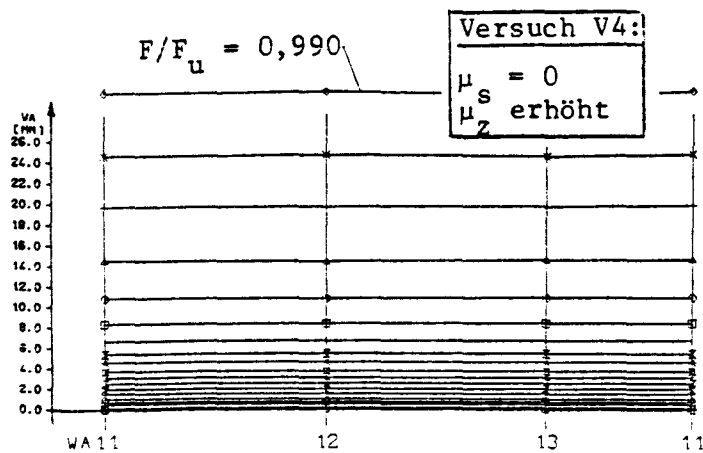
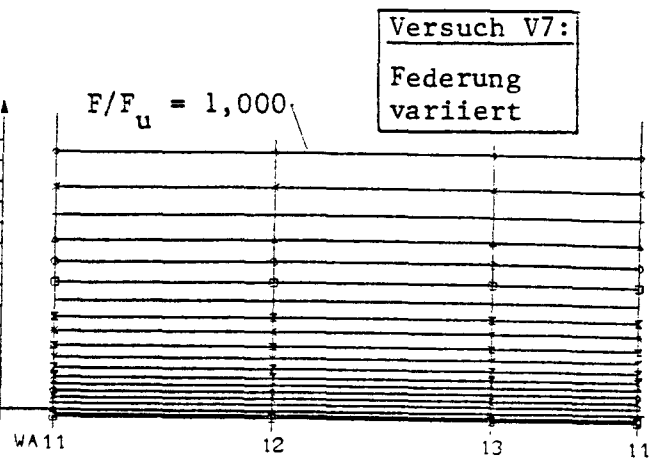
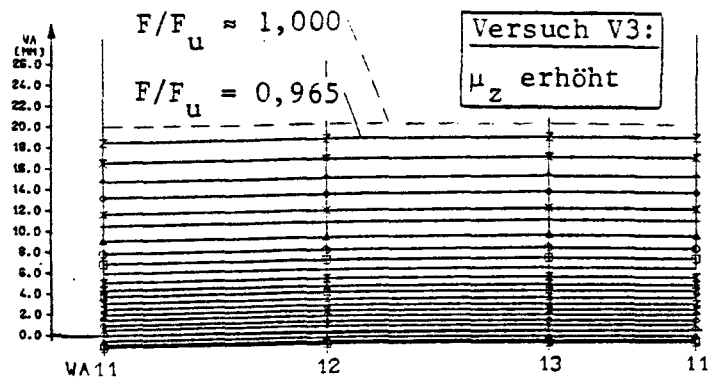
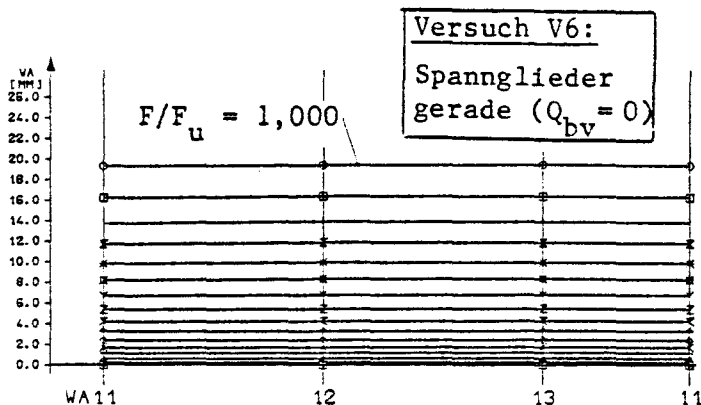
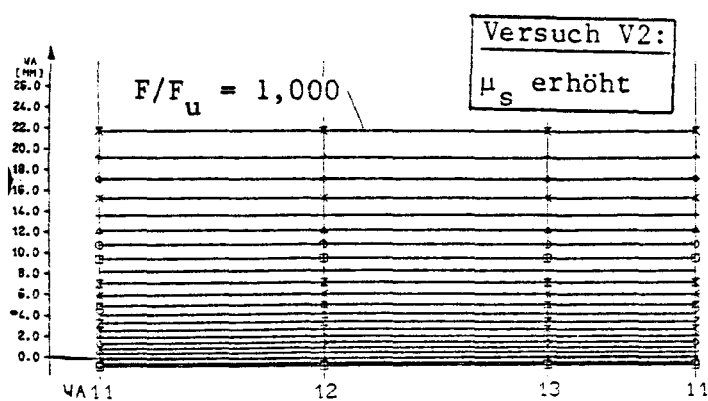
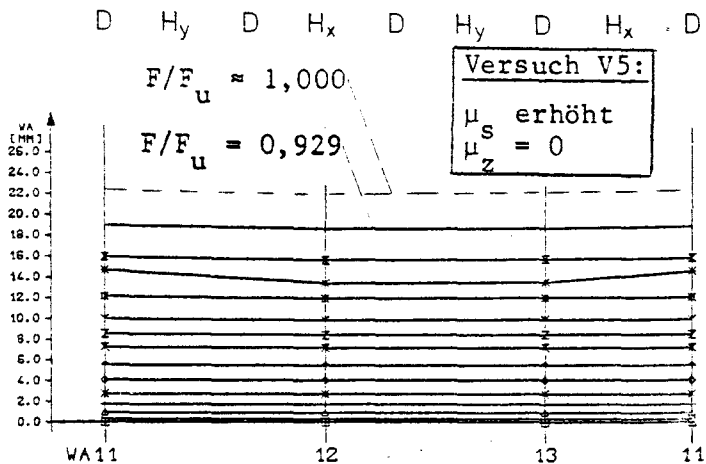
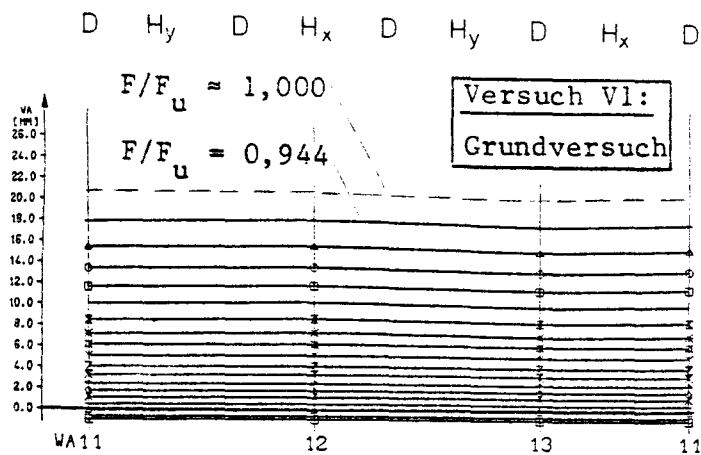
Absolute Durchbiegung  $w_a$  entlang des Plattenrandes  
(Meßstelle 1 bis 6)



Absolute Durchbiegung  $w_a$  entlang eines Kreises  
in halber Plattenkraglänge (Meßstellen 7 bis 10)

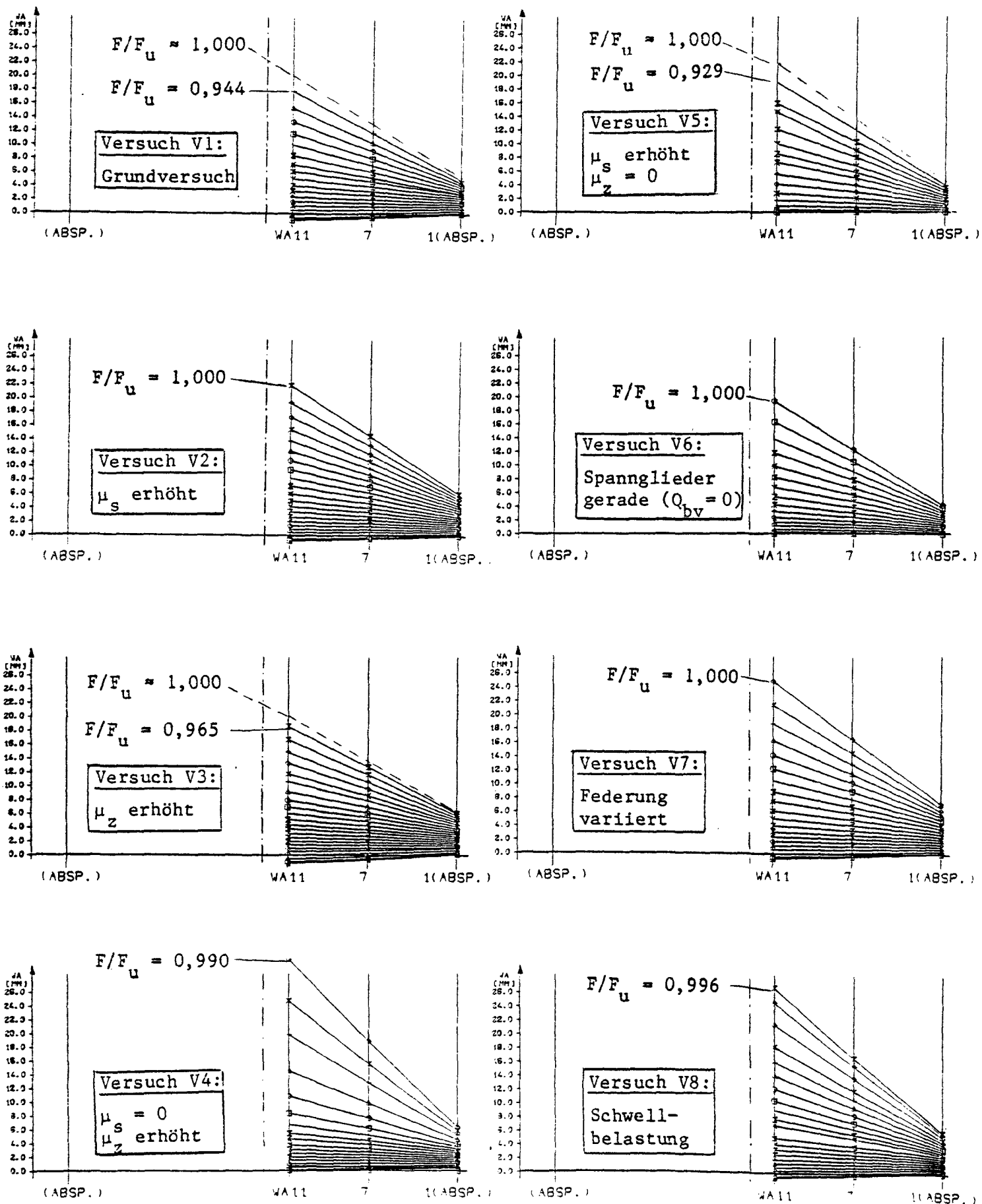
Bild A29





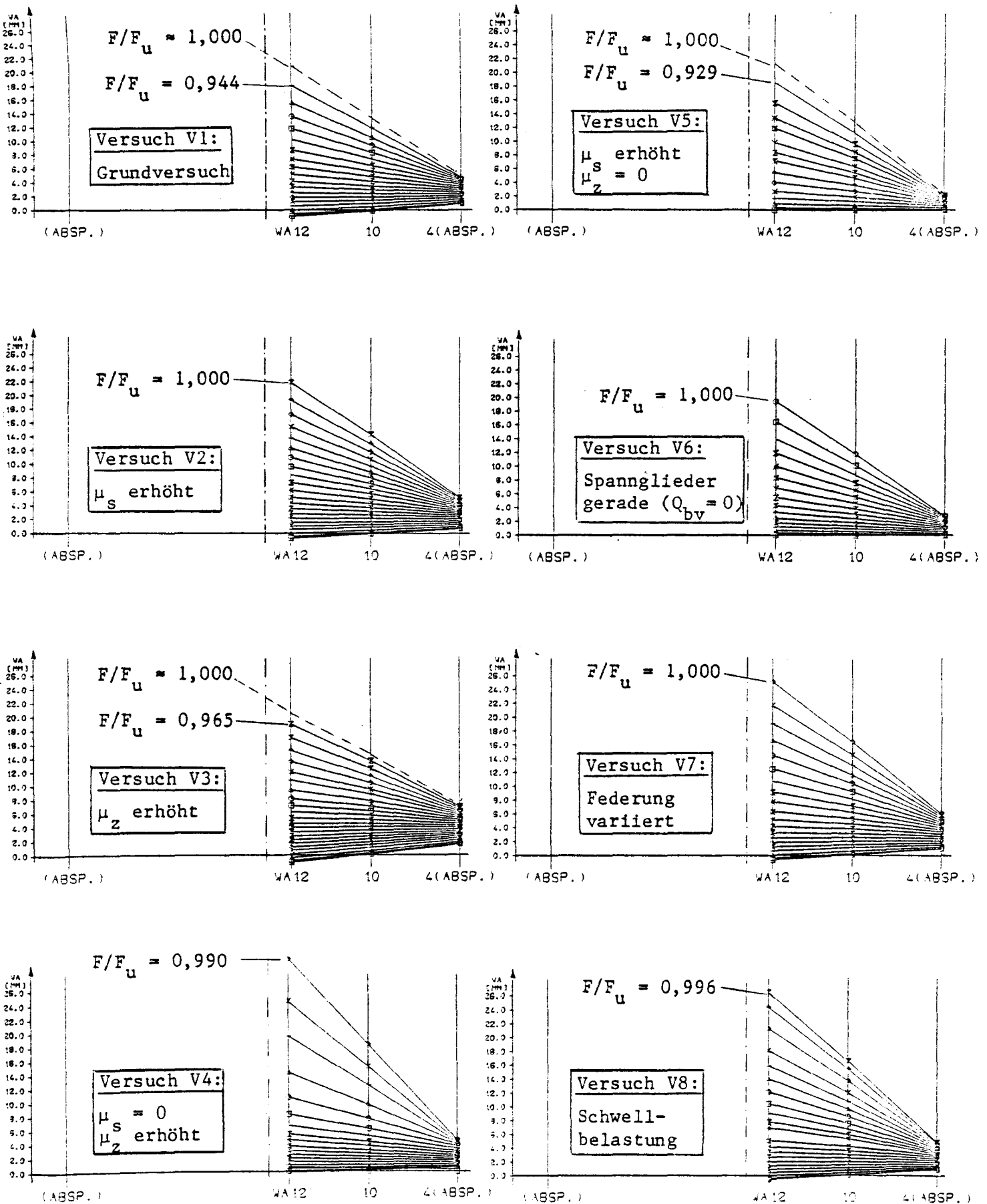
Absolute Durchbiegungen  $w_a$  am Stützenanschluß  
 (Meßstelle 11 bis 13)

Bild A30



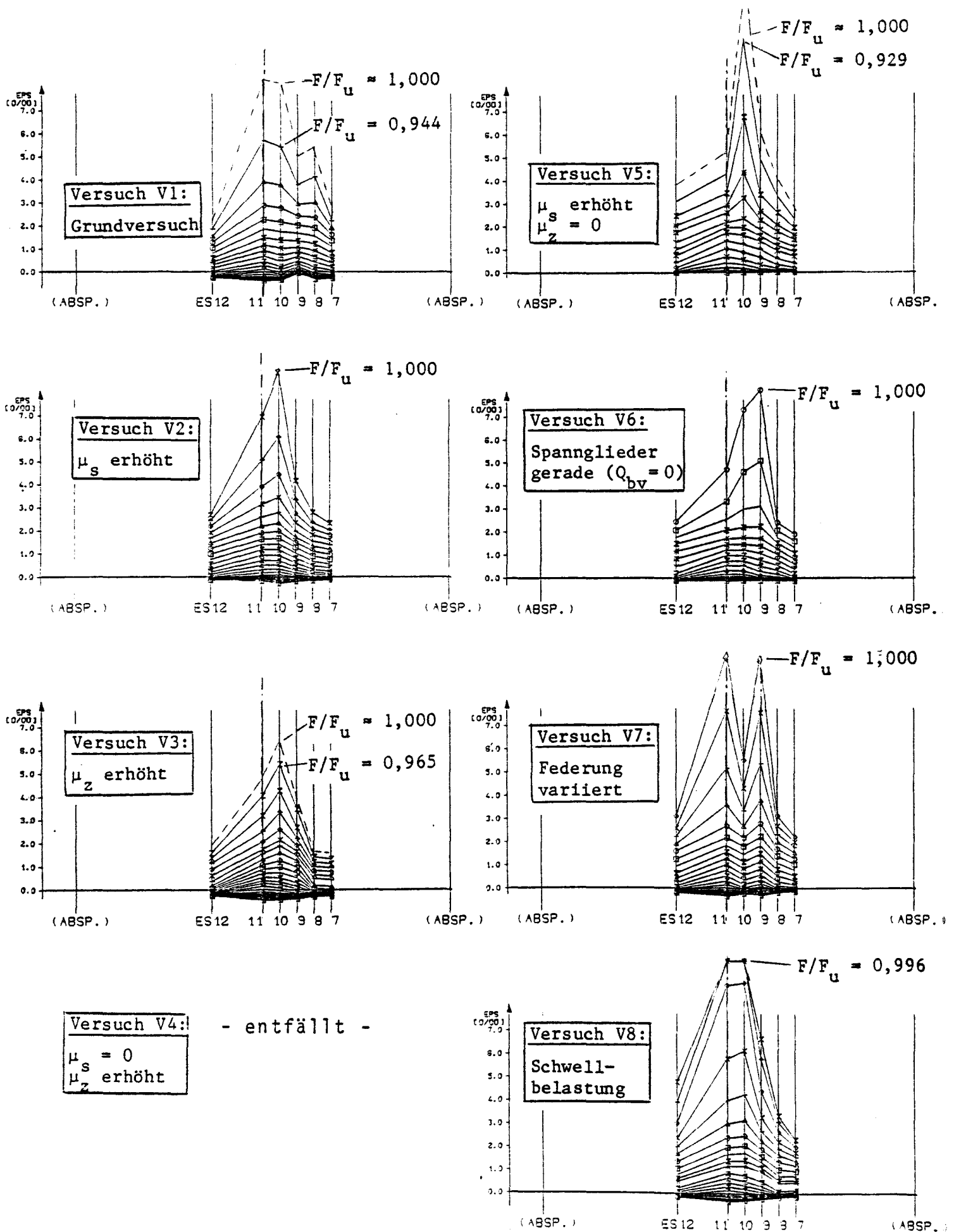
Absolute Durchbiegung  $w_a$  entlang eines Platten-  
radius in einer Diagonalen (Meßstelle 1,7 u. 11)

Bild A31



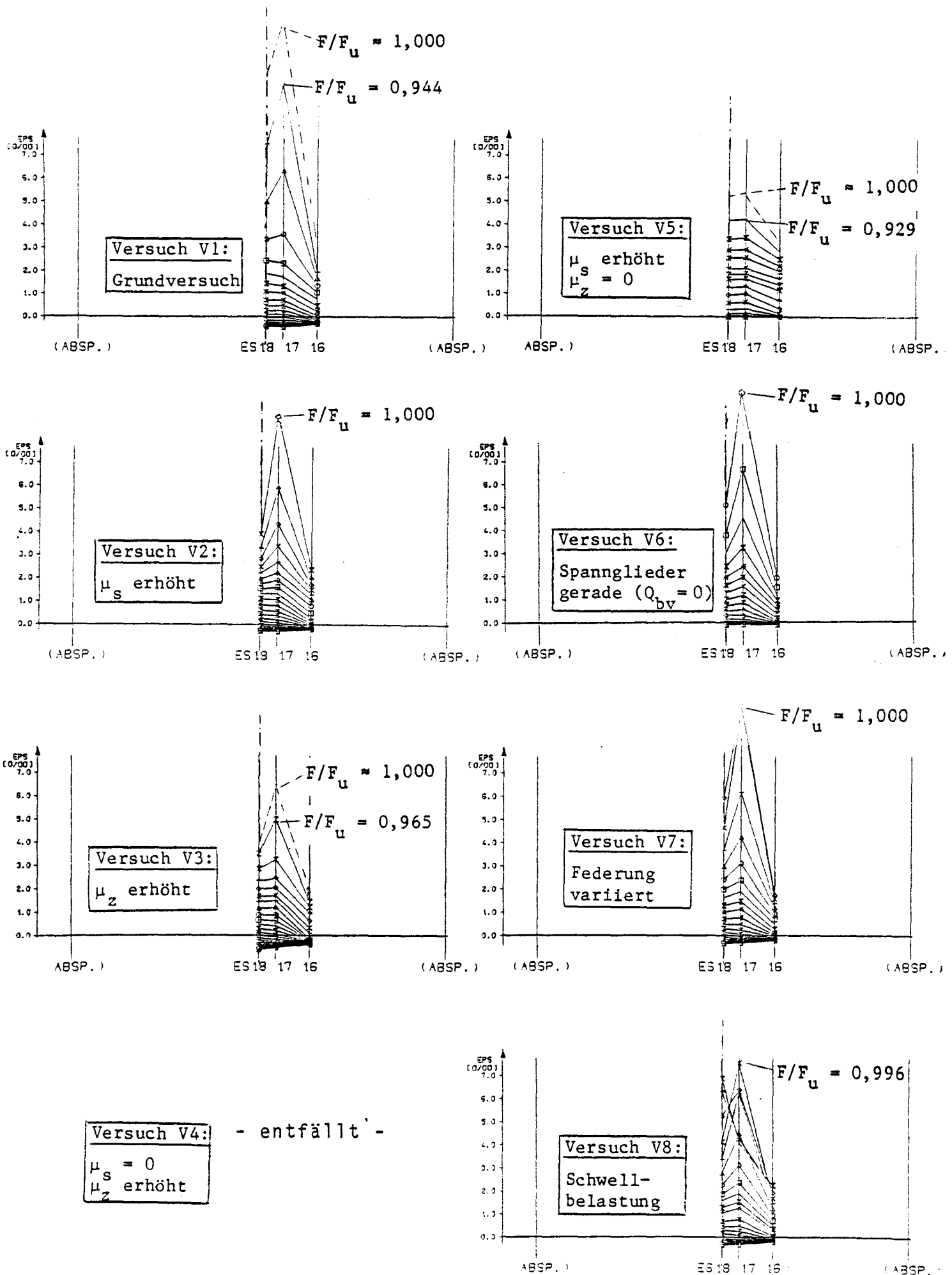
Absolute Durchbiegungen  $w_a$  entlang eines Plattenradius in der x-Hauptachse (Meßstelle 4, 10 u. 12)

Bild A32



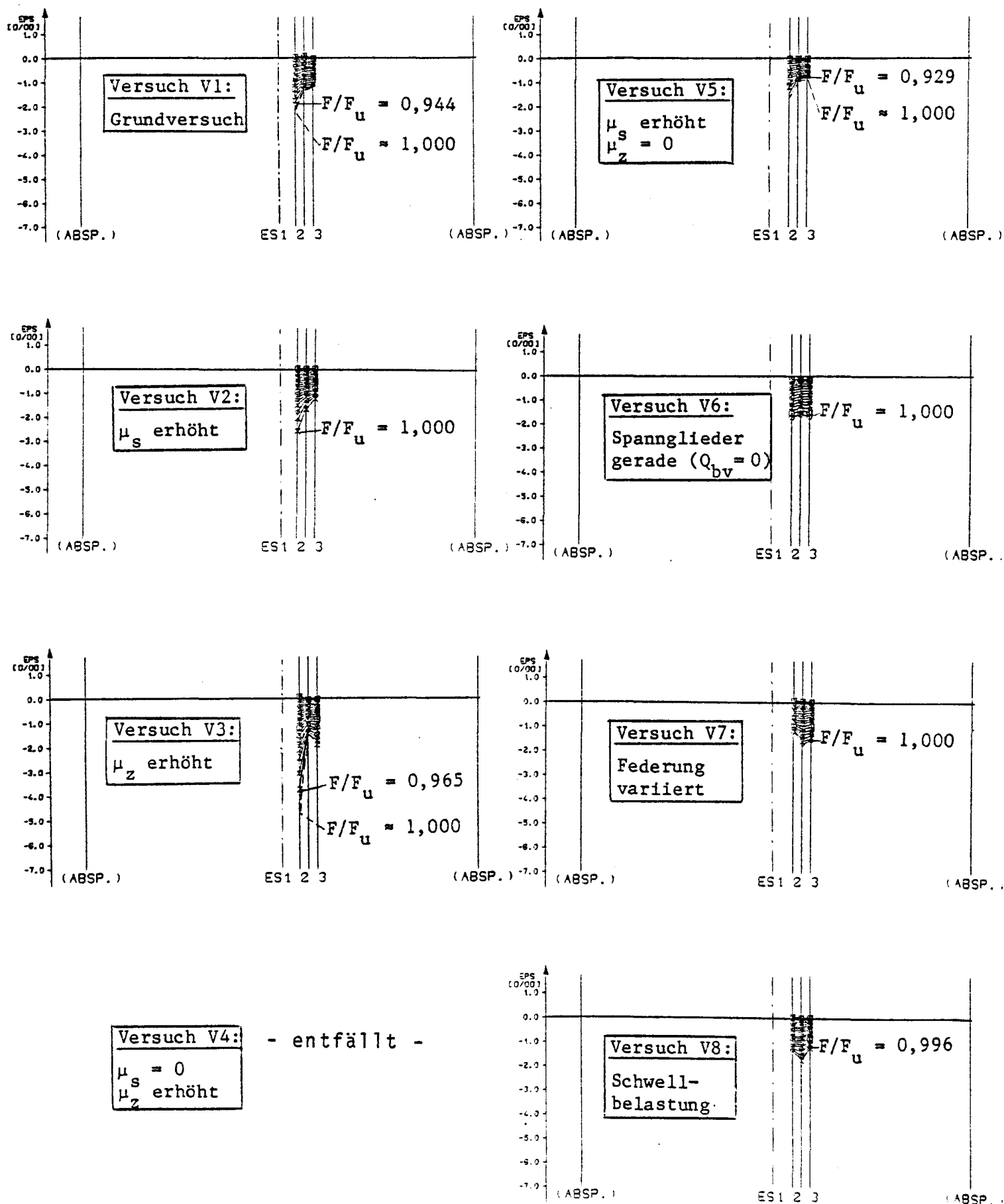
Betonstahldehnungen  $\varepsilon_s$  entlang der Zugbewehrung in der y-Hauptachse (Meßstelle 7 bis 12)

Bild A33



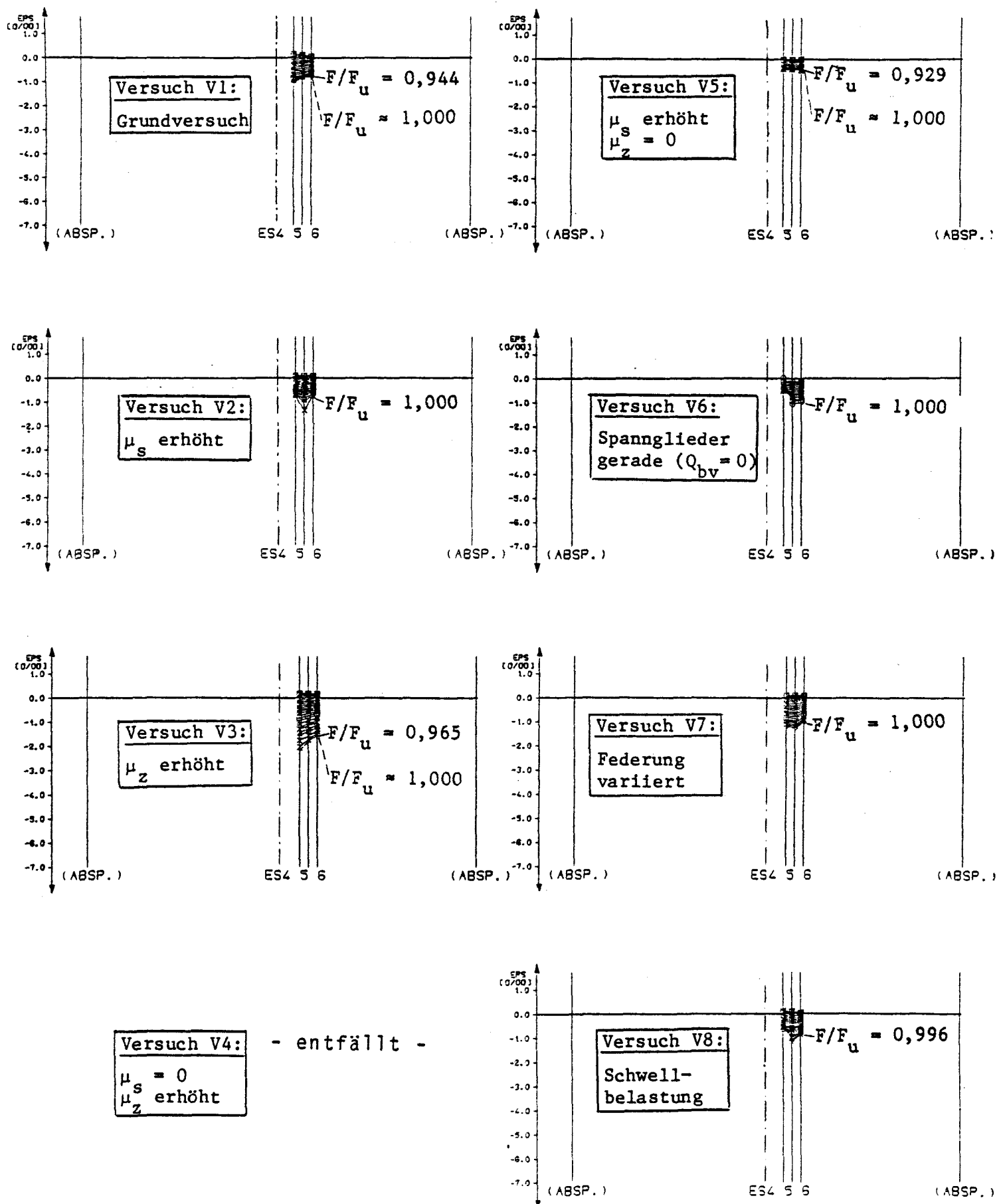
Betonstahldehnungen  $\epsilon_s$  entlang der Zugbewehrung in  
der x-Hauptachse (Meßstelle 16 bis 18)

Bild A34



Betonstahldehnungen  $\varepsilon_s$  entlang der Druckbewehrung in der y-Hauptachse (Meßstelle 1 bis 3)

Bild A35



Betonstahldehnungen  $\epsilon_s$  entlang der Druckbewehrung in der x-Hauptachse (Meßstelle 4 bis 6)

Bild A36